

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil et de génie du bâtiment

DÉVELOPPEMENT D'UN OUTIL DE  
CALCUL NUMÉRIQUE PAR  
SOUS-STRUCTURATION POUR  
L'ÉVALUATION DU COMPORTEMENT  
STRUCTURAL DE PYLÔNES À TREILLIS

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Rajab KAMMOUH

Sherbrooke (Québec) Canada

Décembre 2020



# MEMBRES DU JURY

Charles-Philippe LAMARCHE

---

Directeur

Sébastien LANGLOIS

---

Codirecteur

Nathalie ROY

---

Évaluatrice

Simon PRUD'HOMME

---

Évaluateur





# RÉSUMÉ

Les lignes de transport d'énergie électrique sont indispensables dans les sociétés modernes. Les gestionnaires de réseaux électriques veillent à assurer la fiabilité et éviter les phénomènes d'effondrement de pylônes qui sont principalement causés par des charges climatiques extrêmes, des bris de conducteurs et parfois des problèmes d'entretien. Pour éviter ces effondrements, les gestionnaires de réseaux électriques cherchent à mieux comprendre le comportement structural complexe des lignes de transport, en utilisant les méthodes d'essais disponibles dans le domaine du génie civil.

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la capacité des pylônes à treillis. Par exemple, les méthodes numériques par éléments finis, expérimentales et numériques-expérimentales (pseudo-dynamiques par sous-structuration). Actuellement, la méthode numérique par éléments finis est très utilisée en pratique, généralement pour connaître la répartition des efforts dans les pylônes à treillis. Ensuite, les normes de conception sont appliquées pour calculer la résistance des éléments. D'autre part, les essais expérimentaux à échelle réelle nécessitent des manoeuvres coûteuses et impliquent des délais importants. Par ailleurs, la rareté des laboratoires d'essais à échelle réelle constitue une difficulté supplémentaire. Quant à elles, la méthode d'essais pseudo-dynamiques combine les deux méthodes précédentes (numérique et expérimentale) et présente une façon efficace d'étudier le comportement des structures de manière optimale.

Récemment, une méthode d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration a été développée, à l'Université de Sherbrooke, afin d'évaluer la résistance d'un pylône à treillis à échelle réduite [Loignon *et al.*, 2016]. Cette méthode d'essais présente un certain nombre d'intérêts car elle appelle à la fois les avantages des approches numériques par une réduction de coûts de l'étude et ceux des essais expérimentaux par la reproduction fidèle des systèmes complexes. Toutefois elle nécessite encore aujourd'hui, une lourde préparation avec un nombre conséquent de paramètres à ajuster au niveau des interfaces des sous-structures et de la prise en compte de la flexibilité du montage. Dans le cadre de ce projet, on cherche à reproduire le déroulement d'un essai pseudo-dynamique par sous-structuration d'un pylône à treillis à l'aide d'un outil de calcul entièrement numérique. L'outil numérique développé permettra de vérifier la pertinence et de simplifier les tâches préparatoires requises avant la mise en oeuvre d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration de pylônes à treillis à échelle réelle. La réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration, en laboratoire, sort du cadre de ce projet.

**Mots-clés :** Pylônes à treillis, Essais par sous-structuration, Modes de flambement, Structures en acier, Analyse par éléments finis.



À ma famille qui sait pourquoi...



# REMERCIEMENTS

Dans un premier temps, j'aimerais sincèrement remercier les professeurs Charles-Philippe Lamarche et Sébastien Langlois pour m'avoir accueilli au sein du groupe de recherche sur les structures de lignes aériennes de transport d'énergie. Merci pour leurs précieux conseils tout au long de ma maîtrise. Ce projet n'aurait pas pu être possible sans leur confiance et leurs appuis.

Un grand merci est attribué à mes collègues et amis du groupe de recherche. En effet, le projet n'aurait pas été le même sans les commentaires constructifs de Kahina Sad Saoud. Elle aura été d'un grand soutien dans mon perfectionnement de Code\_Aster et dans la rédaction du contenu technique. Mes remerciements s'adressent particulièrement à Alex Loignon, dont l'expérience, la pertinence et la bonne humeur sont toujours les bienvenues. De plus, merci à Geneviève Gravel et Hassan Mezghanni pour leur écoute et leur soutien moral tout au long du projet.

J'aimerais remercier RTE et Hydro-Québec pour leur appui financier et moral. Merci à tous les collaborateurs du comité de suivi structure.

Merci à mes amis Yann Béga, Adrien Rulière, Samuel Faucon, Philippe Landrain et Sasan Sattarpanah qui ont poursuivi comme moi leurs parcours en recherche. Leur soutien moral a été grandement apprécié durant les années de maîtrise.

Qu'il me soit permis d'exprimer toute ma gratitude envers mes parents pour m'avoir tant apporté tout au long de mon parcours. Leur support et leur soutien inconditionnel auront été indispensables à l'aboutissement de mes études et de ce projet en particulier. Il va sans dire que j'associe à ces remerciements mes frères Kamel et Jad ainsi que mes soeurs Zahra et Razane pour leur présence et leur soutien moral.

Finalement, j'aimerais remercier énormément Korinne Charrette pour son support moral et sa patience tout au long de ma maîtrise.



# TABLE DES MATIÈRES

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b>	<b>1</b>
1.1	Question de recherche . . . . .	2
1.2	Objectifs . . . . .	2
1.2.1	Objectifs spécifiques . . . . .	3
<b>2</b>	<b>ÉTAT DE L'ART</b>	<b>5</b>
2.1	Méthodes d'essais expérimentaux sur les pylônes à treillis . . . . .	5
2.1.1	Méthodes d'essais statiques . . . . .	6
2.1.2	Méthodes d'essais dynamiques . . . . .	7
2.2	Modélisation numérique des pylônes à treillis . . . . .	9
2.2.1	Modélisation d'éléments structuraux . . . . .	10
2.2.2	Modélisation des assemblages . . . . .	13
2.2.3	Méthodes d'analyse . . . . .	16
2.3	Méthodes d'essais hybrides . . . . .	18
2.3.1	Historique des essais hybrides . . . . .	18
2.3.2	Essais pseudo-dynamiques sans sous-structuration . . . . .	20
2.3.3	Méthodes de sous-structuration . . . . .	21
2.3.4	Essais pseudo-dynamiques par sous-structuration . . . . .	22
2.3.5	Essais en temps réel . . . . .	24
<b>3</b>	<b>MÉTHODOLOGIE</b>	<b>27</b>
3.1	Analyse de flambement d'une cornière simple . . . . .	27
3.1.1	Étude de convergence du maillage . . . . .	28
3.2	Pylônes analysés . . . . .	31
3.2.1	Analyse statique non-linéaire . . . . .	33
3.2.2	Analyse dynamique non-linéaire . . . . .	34
3.3	Développement de l'outil de sous-structuration . . . . .	39
3.3.1	Modélisation des sous-structures . . . . .	40
3.3.2	Analyse par sous-structuration . . . . .	40
3.3.3	Définition des paramètres dynamiques . . . . .	42
3.3.4	Identification des sous-structures critiques . . . . .	46
3.4	Comparaison des méthodes d'analyse . . . . .	47
3.5	Étude de flexibilité du montage . . . . .	49
3.5.1	Étude théorique . . . . .	50
3.5.2	Étude numérique . . . . .	53
<b>4</b>	<b>ÉTUDE DE CAS</b>	<b>55</b>
4.1	Validation de l'outil de calcul par sous-structuration . . . . .	55
4.2	Chargement quasi-statique . . . . .	59
4.2.1	Pylône BSD . . . . .	59
4.2.2	Pylône H2NT1Y : échelle réduite . . . . .	69

4.3	Chargement dynamique . . . . .	78
4.3.1	Identification de la sous-structure critique . . . . .	78
4.3.2	Comparaison des méthodes d'analyse . . . . .	81
4.4	Étude de flexibilité du montage . . . . .	92
4.4.1	Résultats - Étude théorique . . . . .	92
4.4.2	Résultats - Étude numérique . . . . .	95
<b>5</b>	<b>CONCLUSIONS</b>	<b>105</b>
<b>A</b>	<b>Schéma d'intégration de Rosenbrock-W</b>	<b>109</b>
	<b>LISTE DES RÉFÉRENCES</b>	<b>111</b>

---



# LISTE DES FIGURES

2.1	Essai expérimental d'un pylône à treillis [Lee et McClure, 2007]	6
2.2	Réponse typique d'un canton de ligne soumis à un bris de câble [McClure et Tinawi, 1989]	8
2.3	Essai sur tables vibrantes d'un pylône à treillis [Tian <i>et al.</i> , 2017]	9
2.4	Composantes d'un pylône à treillis	10
2.5	Élément barre [Da Silva <i>et al.</i> , 2005]	11
2.6	Élément poutre [Da Silva <i>et al.</i> , 2005]	11
2.7	Élément poutre multifibre [Bouchard, 2013]	12
2.8	(a) Élément plaque ; (b) Élément coque [EDF, 2017]	13
2.9	Modélisation d'un assemblage de deux cornières [Bouchard, 2013]	14
2.10	Comparaison des résultats des modélisations avec ou sans glissement de boulons [Ahmed <i>et al.</i> , 2009]	15
2.11	Mécanismes d'assemblage en effort normal et moment [EDF, 2017]	15
2.12	Méthode d'essai pseudo-dynamique [McCrum et Williams, 2016]	21
2.13	Principe de l'essai pseudo-dynamique d'un système à un degré de liberté [adapté de [Lamarche <i>et al.</i> , 2009]]	23
2.14	Principe de l'essai en temps réel d'un système à un degré de liberté [adapté de [Lamarche <i>et al.</i> , 2009]]	25
3.1	Cornière d'étude	28
3.2	Influence du nombre d'éléments sur la réponse	29
3.3	Maillage en fibres de la cornière	30
3.4	Influence du nombre de fibres sur la réponse	30
3.5	Pylônes d'étude : (a) H2NT1Y à échelle réduite (1/4) ; (b) BSD à échelle réelle	31
3.6	Loi de comportement de l'acier [Eurocode, 2004]	34
3.7	Spectre de réponse en déplacement pour différentes charges impulsives [Paultre, 2005]	36
3.8	Impulsion triangulaire symétrique [Paultre, 2005]	37
3.9	Réponse à une impulsion triangulaire symétrique pour $t_d = T$	38
3.10	Pylône d'étude : (a) points de chargement ; (b) fonction de chargement dynamique	39
3.11	Fonctionnement de l'outil de calcul numérique par sous-structuration	42
3.12	Variation des noeuds d'interfaces	47
3.13	Pertinence d'essais pseudo-dynamiques avec sous-structures	48
3.14	Montage d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration à échelle réelle	50
3.15	Étude de flexibilité : (a) montage d'essais ; (b) système à trois degrés liberté ; (c) système à quatre degrés liberté ;	51
4.1	Modèle préliminaire soumis à un effort de traction	56
4.2	Application de l'outil de sous-structuration sur le modèle préliminaire	57

4.3	Évolution de l'effort axial total des deux éléments en fonction du déplacement axial . . . . .	58
4.4	Points de chargement . . . . .	60
4.5	Déformée de la structure . . . . .	61
4.6	Analyses pushover : (a) sous-structures potentielles ; (b) effet de la surface rigide . . . . .	62
4.7	Fréquences naturelles et déformées modales . . . . .	63
4.8	Effet du taux de chargement . . . . .	64
4.9	Effet du taux d'amortissement . . . . .	66
4.10	Comparaison des résultats des méthodes d'analyses . . . . .	67
4.11	Modes de ruine : méthode statique non-linéaire vs stratégie développée . .	68
4.12	Géométrie et point de chargement du pylône à treillis H2NT1Y à échelle réduite [Loignon <i>et al.</i> , 2016] . . . . .	69
4.13	Analyse pushover du pylône H2NT1Y : (a) mode de ruine ; (b) sous-structure critique . . . . .	71
4.14	Sous-structures potentielles [Loignon <i>et al.</i> , 2016] : (a) : tronçon 23 ; (b) : tronçon 34 . . . . .	71
4.15	Chargement statique [Loignon <i>et al.</i> , 2016] : (a) fonction de chargement ; (b) : analyse par sous-structuration pour le tronçon 23 . . . . .	72
4.16	Facteur de charges horizontales (dir. X) en fonction du déplacement du noeud de contrôle . . . . .	73
4.17	Tronçon 23 : analyse numérique par sous-structuration vs essais hybrides de Loignon <i>et al.</i> [2016] . . . . .	74
4.18	Modes de ruine du tronçon 23 : (a) analyse numérique par sous-structuration ; (b) essai hybride de Loignon <i>et al.</i> [2016] . . . . .	75
4.19	Tronçon 34 : analyse numérique par sous-structuration vs essais hybrides de Loignon <i>et al.</i> [2016] . . . . .	76
4.20	Modes de ruine du tronçon 34 : (a) analyse numérique par sous-structuration ; (b) essai hybride de Loignon <i>et al.</i> [2016] . . . . .	77
4.21	Points de chargement . . . . .	79
4.22	Mode de ruine : (a) vue dans le plan X-Z ; (b) vue dans le plan Y-Z . . . .	80
4.23	Variation du moment résultant à la base autour de l'axe X en fonction de la rotation autour de l'axe X . . . . .	81
4.24	Analyse pushover : (a) pylône BSD ; (b) sous-structure critique . . . . .	82
4.25	Effort axial dans les membrures jambes . . . . .	84
4.26	Variation du déplacement $DY$ et de la rotation $DRX$ en fonction du temps au noeud de contrôle NS . . . . .	85
4.27	Variation de l'effort latéral $FY$ et du moment $MX$ en fonction du temps au noeud de contrôle NS . . . . .	88
4.28	Variation de l'effort latéral $FY$ en fonction du déplacement $DY$ au noeud de contrôle NS . . . . .	89
4.29	Variation du moment $MX$ en fonction de la rotation $DRX$ au noeud NS .	89
4.30	Modes de ruine obtenus des analyses des modèles 1, 2 et 3 . . . . .	91
4.31	Pourcentage d'erreur en rotation en fonction du rapport d'inertie du système	93
4.32	Plateforme d'essais par sous-structuration Loignon <i>et al.</i> [2016] . . . . .	94

---

4.33	Sections : (a) : sous-structures critiques ; (b) : poutre de transfert . . . . .	95
4.34	Sous-structure locale : modèle numérique simplifié du montage d'essais à échelle réduite . . . . .	96
4.35	Montage à échelle réduite : (a) : connexion entre le spécimen et la poutre Loignon <i>et al.</i> [2016] ; (b) : modélisation numérique de la connexion ; (c) : vue de dessus du modèle . . . . .	97
4.36	Analyse numérique de flexibilité : (a) : fonction de chargement Loignon <i>et al.</i> [2016] ; (b) : procédure de l'étude de flexibilité . . . . .	99
4.37	Montage à échelle réduite : Moment en fonction de la rotation du noeud NS	100
4.38	(a) Montage d'essais ; (b) Modèle numérique simplifié . . . . .	101
4.39	Montage à échelle réelle : Force latérale en fonction du déplacement du noeud NS . . . . .	102
4.40	Montage à échelle réelle : Force axiale d'une membrure jambe en fonction du temps d'analyse . . . . .	103
A.1	[adapté de Lamarche <i>et al.</i> [2009]] . . . . .	109

---



# LISTE DES TABLEAUX

3.1	Caractéristiques géométriques de la cornière d'étude . . . . .	28
3.2	Rigidité des connexions rotulées [Bouchard, 2013] . . . . .	32
3.3	Tableau résumé des analyses sur le pylône BSD . . . . .	33
3.4	Tableau résumé des analyses sur le pylône H2NT1Y . . . . .	33
3.5	Hypothèses de modélisation et méthodes d'analyse des sous-structures numériques . . . . .	40
3.6	Coefficients de flexibilité - système à trois degré de liberté . . . . .	52
3.7	Coefficients de flexibilité manquants - système à quatre degré de liberté . .	52
4.1	Caractéristiques du modèle préliminaire . . . . .	55
4.2	Intensités de chargement . . . . .	60
4.3	Erreurs relatives en fonction du taux de chargement . . . . .	65
4.4	Points et intensités de chargement du pylône H2NT1Y . . . . .	70
4.5	Caractéristiques géométriques et matérielles des cornières du pylône H2NT1Y [Loignon <i>et al.</i> , 2016] . . . . .	70
4.6	Intensités de chargement de l'analyse dynamique non-linéaire . . . . .	78
4.7	Intensités de chargement . . . . .	82





# LISTE DES SYMBOLES

Symbole	Définition
$\mathbf{M}$	Matrice de masse
$\mathbf{C}$	Matrice d'amortissement
$\mathbf{K}$	Matrice de rigidité élastique
$\mathbf{r}$	Vecteur de forces de restitution
$\mathbf{f}$	Vecteur de forces externes
$\ddot{\mathbf{x}}$	Vecteur des accélérations nodales
$\dot{\mathbf{x}}$	Vecteur des vitesses nodales
$\mathbf{x}_i$	Vecteur des déplacements nodals
$\mathbf{r}_{n_i}$	Vecteur de forces de restitution provenant de la sous-structure numérique
$\mathbf{r}_{e_i}$	Vecteur de forces de restitution provenant de la sous-structure expérimentale de l'essai pseudo-dynamique
$\mathbf{r}'_{e_i}$	Vecteur de forces de restitution provenant de la sous-structure expérimentale de l'essai en temps réel
$\mathbf{K}_n$	Matrice de rigidité de la sous-structure numérique
$\mathbf{K}_e$	Matrice de rigidité de la sous-structure expérimentale
$\mathbf{M}_n$	Matrice de masse de la sous-structure numérique
$\mathbf{M}_e$	Matrice de masse de la sous-structure expérimentale
$\mathbf{C}_n$	Matrice d'amortissement de la sous-structure numérique
$\mathbf{C}_e$	Matrice d'amortissement de la sous-structure expérimentale
$d$ et $b$	Longueurs des ailes d'une cornière
$a$	Position du centre de gravité d'une cornière à ailes égales
$t$	Épaisseur des ailes d'une cornière à ailes égales
$r_{min}$ et $r_{max}$	Rayons de giration minimaux et maximaux d'une cornière
$A$	Aire de la section
$E$	Module d'élasticité
$F_y$	Limite élastique
$L$	Longueur d'une membrure
$\phi$	Diamètre du boulon d'une connexion boulonnée
$k_{rx}$	Rigidité en rotation autour de l'axe $x$ local d'une connexion boulonnée
$k_{rz}$	Rigidité en rotation autour de l'axe $z$ local d'une connexion boulonnée
$h$	Module tangent = $E/100$
$\alpha, \beta$	Facteurs de pondération de matrices
$w_i, w_j$	Pulsations propres des modes $i$ et $j$
$\xi$	Taux d'amortissement
$t_d$	Temps de chargement final d'une analyse dynamique
$F_Y$	Charge appliquée suivant la direction $Y$ du repère global
$\Delta t$	Pas de temps du calcul dynamique
$T$	Période fondamentale
$f$	Fréquence fondamentale
$F/t_d$	Taux de chargement
$f_1, f_2$	Fréquences propres des modes 1 et 2



<b>Symbole</b>	<b>Définition</b>
$e_r$	Erreur relative entre la réponse dynamique et statique
$H$	Hauteur d'une structure/sous-structure
$I_b$	Second moment d'inertie de la poutre de transfert
$I_c$	Second moment d'inertie de la sous-structure critique
$\theta_r$	Rotation réelle au noeud de contrôle
$\theta_c$	Rotation théorique simplifiée au noeud de contrôle
$\mathbf{u}$	Vecteur de déplacement ou rotation
$\mathbf{p}$	Vecteur des efforts de restitution
$\mathbf{F}$	Matrice de flexibilité
$\Delta_1, \Delta_2$ et $\Delta_3$	Déplacements imposés
$p_1, p_2$ et $p_3$	Réactions résultantes
$f_{ij}$	Coefficients de flexibilité
$\lambda$	Facteur de charge critique
$\nu$	Coefficient de poisson
$u_{max}$	Déplacement dynamique maximal au point d'application de la charge
$p_o$	Charge statique appliquée sur un système à un degré de liberté
$k$	Rigidité d'un système à un degré de liberté
$u_{sto}$	Déplacement statique maximal au point d'application de la charge
$p(t)$	Fonction de chargement
$u_{st}$	Déplacement quasi-statique
$DX, DY$ et $DZ$	Déplacements nodals résultant suivant les axes X, Y et Z
$DRX, DRY$ et $DRZ$	Rotations nodales résultant autour des axes X, Y et Z
$MX, MY$ et $MZ$	Moments de flexion nodals résultant autour des axes X, Y et Z
$\Delta X$	Déplacement différentiel suivant la direction X entre les noeuds d'interfaces
$\Delta Z$	Déplacement différentiel suivant la direction Y entre les noeuds d'interfaces
$\Delta RY$	Rotation différentielle autour de l'axe Y entre les noeuds d'interfaces
$\mathbf{u}_c$	Vecteur de déplacement/rotation cible (vecteur de commande)



# LISTE DES ACRONYMES

Acronyme	Définition
RTE	Réseau de Transport d'Électricité
HQ	Hydro-Québec
2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
PsD	Essai pseudo-dynamique
RTHT	Essai en temps réel
DDL	Degré de liberté
FETI	Finite Element Tearing and Interconnecting



# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

Les gestionnaires de réseaux électriques veillent à assurer la fiabilité de leur infrastructure et à éviter les phénomènes d'effondrement de pylônes qui sont principalement causés par des charges climatiques extrêmes, des bris de conducteurs et parfois des problèmes d'entretien. Pour éviter ces effondrements, les gestionnaires de réseaux électriques cherchent à mieux comprendre le comportement mécanique complexe des lignes de transport, en utilisant les méthodes d'analyse, de modélisation et d'essais disponibles dans le domaine du génie civil.

Il existe plusieurs méthodes pour évaluer la capacité des pylônes à treillis à résister aux charges appliquées. Par exemple, les méthodes numériques par éléments finis, expérimentales et numériques-expérimentales (pseudo-dynamiques par sous-structuration). Actuellement, dans le domaine de la conception des lignes de transport électrique, une méthode numérique simplifiée est généralement utilisée pour connaître la répartition des efforts dans les pylônes à treillis. Ensuite, les normes de design sont appliquées pour calculer la résistance des éléments et les dimensionner. Pour la plupart des nouvelles conceptions, des essais expérimentaux à échelle réelle sont réalisés pour vérifier la résistance réelle des pylônes. Ceci nécessite des manoeuvres coûteuses et implique des délais importants. Par ailleurs, la rareté des laboratoires d'essais à échelle réelle constitue une difficulté supplémentaire. D'où l'intérêt d'utiliser la méthode d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration, permettant l'interaction entre l'essai expérimental et la modélisation numérique tout en limitant les moyens d'essais. Cette méthode consiste à modéliser numériquement, par un logiciel d'éléments finis, les parties ayant un comportement bien connu et tester au laboratoire celles qui ont un comportement difficile à prédire par un calcul numérique. L'interaction entre les parties numériques et expérimentales est assurée par l'intermédiaire d'outils informatiques et de vérins hydrauliques. Toutefois, la décomposition du système en deux parties nécessite une attention particulière afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

L'essai pseudo-dynamique par sous-structuration a rarement été réalisé pour évaluer le comportement des structures de lignes de transport d'énergie. À partir d'un calcul de flambement linéarisé, sur un pylône complet, il est possible d'identifier la sous-structure critique, qui a un comportement très complexe. L'essai pseudo-dynamique par sous-structuration sur un pylône à treillis, permet ensuite de tester expérimentalement la sous-

structure critique, et de modéliser numériquement le reste du pylône par un logiciel d'éléments finis. La réponse dynamique du pylône, peut s'obtenir par intégration numérique de l'équation du mouvement. Les travaux de Loignon *et al.* [2016], ont démontré que l'essai pseudo-dynamique par sous-structuration sur un pylône à treillis à échelle réduite, impliquant le fût comme sous-structure critique, permet de ressortir assez fidèlement le comportement global du pylône complet.

## 1.1 Question de recherche

À l'Université de Sherbrooke, une méthode d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration a été développée afin d'évaluer la résistance d'un pylône à treillis [Loignon *et al.*, 2016]. Cette méthode d'essais semble être avantageuse par rapport à d'autres méthodes d'analyse, car elle permet l'analyse du comportement global de la structure en faisant interagir une sous-structure modélisée dans un logiciel d'éléments finis et une autre sous-structure physique (sous-structure critique) qui est testée au laboratoire. Puisqu'on s'intéresse spécialement à tester la sous-structure critique, la méthode d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration permet la réduction des coûts d'essais. Cette méthode présente plusieurs avantages, mais elle nécessite des études préparatoires conséquentes avant qu'elle ne puisse être mise en place. De plus, il y a une incertitude par rapport, entre autres, au choix des paramètres d'analyse dynamique, l'effet de la flexibilité du montage et de la gestion des interfaces des sous-structures.

Dans le cadre de ce projet, le déroulement d'un essai pseudo-dynamique par sous-structuration d'un pylône à treillis est reproduit à l'aide d'un outil de calcul qui va être développé de façon numérique uniquement. La réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration au laboratoire sort du cadre de ce projet.

Ce projet de recherche pose la question suivante : **Dans quelle mesure un outil de calcul par sous-structuration, complètement numérique, peut-il garantir la pertinence et simplifier la phase préparatoire d'un essai pseudo-dynamique par sous-structuration d'un pylône à treillis ?**

## 1.2 Objectifs

L'objectif principal de ce projet est de développer un outil de calcul numérique par sous-structuration garantissant la pertinence et simplifiant les tâches préparatoires requises avant la mise en oeuvre d'un essai pseudo-dynamique par sous-structuration d'un pylône à treillis.

---

### 1.2.1 Objectifs spécifiques

Pour atteindre l'objectif principal, plusieurs objectifs spécifiques doivent être atteints :

- développer l'outil de calcul numérique par sous-structuration : cela consiste à développer un outil reposant sur la méthode de sous-structuration dite "globale" par [Lebon, 2011]. Avec cette méthode, la structure est modélisée au complet dans le logiciel d'élément finis, en considérant tous les degrés de liberté, incluant ceux de la sous-structure critique mais en affectant une rigidité très faible. La communication entre les sous-structures modélisées est assurée par la programmation d'une routine, permettant à chaque pas de temps de résolution, l'envoi des déplacements et la récupération des efforts de restitution ;
- utiliser l'outil de calcul pour définir les intrants de la méthode de sous-structuration : cela consiste à faire une étude paramétrique pour cibler les caractéristiques de la structure (taux d'amortissement) et les modalités de résolution numérique (pas de temps et taux de chargement) permettant de représenter adéquatement le comportement réel de la structure étudiée pour différents cas de chargements (chargement statique et dynamique) ;
- utiliser l'outil de calcul pour valider le choix des sous-structures physiques : cela consiste à étudier plusieurs dimensions et configurations de sous-structures afin d'identifier celles qui sont les plus critiques pour être testées, ceci en faisant varier la position des noeuds d'interfaces ;
- utiliser l'outil de calcul pour étudier la flexibilité du montage et son influence sur la réponse de l'essai pseudo-dynamique par sous-structuration : cela consiste à modéliser le montage d'essais et de l'inclure dans l'outil numérique afin d'étudier son influence sur la réponse du calcul par sous-structuration.

Ce document rapporte les études numériques réalisées pour vérifier la pertinence et simplifier au maximum les tâches préparatoires d'une campagne d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration sur des pylônes à treillis. De façon générale, ces études consistent à effectuer des analyses numériques, de type dynamique ou statique, sur des structures de pylônes complètes ou sur des sous-structures dans le but d'évaluer, au préalable, leurs comportements structuraux. De plus, la pertinence de la réalisation d'essais pseudo-dynamiques ainsi que les contraintes de réalisation associées, peuvent être évaluées à l'aide de ces analyses numériques. Ce document a pour objectif de faire une revue de littérature (chapitre 2) pour choisir une méthode de sous-structuration qui va être utilisable dans ce projet,

---

présenter la méthodologie et les hypothèses de modélisation (chapitre 3) et évaluer le comportement structural des pylônes à treillis (chapitre 4).



# CHAPITRE 2

## ÉTAT DE L'ART

Le présent chapitre présente, dans un premier temps, les principales méthodes d'essais expérimentaux sur les pylônes à treillis. Ensuite, les méthodes d'analyse numériques de pylônes à treillis sont rappelées. Par ailleurs, les hypothèses de plusieurs chercheurs concernant la modélisation numérique des membrures et des assemblages de pylônes à treillis sont présentées. Enfin, une revue de la méthode d'essai hybride effectuée sur différents types de structures de génie civil est présentée.

### 2.1 Méthodes d'essais expérimentaux sur les pylônes à treillis

Les pylônes à treillis sont les plus utilisés dans le domaine des lignes aériennes de transport d'énergie électrique. Ces structures légères sont caractérisées entre autres par leur ratio résistance/poids propre important. Malgré leur grande résistance, les conditions climatiques extrêmes (vent, glace, etc.) peuvent parfois causer des problèmes d'instabilité, qui peuvent engendrer la ruine complète d'un ou de plusieurs pylônes. En plus des charges climatiques, les lignes de transport peuvent être soumises à des charges résultant d'un bris de câble. Ces charges, de nature dynamique, créent une onde de choc dans les câbles, et causent des charges longitudinales qui affectent les pylônes adjacents. Si celui-ci n'est pas capable de reprendre ces charges longitudinales, une instabilité d'un ou plusieurs éléments de la structure du pylône peut survenir, et aura une incidence sur une série de pylônes pouvant causer une ruine en cascade.

Les gestionnaires du réseau électrique veillent à assurer la fiabilité et à mieux comprendre la complexité de ces structures en utilisant diverses méthodes d'essais. Dans cette section, les méthodes d'essais expérimentaux, de type quasi-statique et dynamique, appliquées sur les pylônes à treillis, sont présentées.

### 2.1.1 Méthodes d'essais statiques

Actuellement, les concepteurs des lignes de transport électrique utilisent des méthodes de conception basées sur une analyse statique pour calculer les pylônes à treillis [Bouchard, 2013]. Les charges statiques, sont le plus souvent dues à des charges de glace. D'autres charges, comme celles du vent turbulent et celles résultant des bris de conducteurs, sont de nature dynamique et peuvent être traitées comme étant des charges statiques équivalentes. La méthode des charges statiques équivalentes prend en compte les effets dynamiques par l'introduction de facteurs d'amplification dynamiques correctifs.

Dans le domaine des lignes de transport d'énergie électrique, la méthode d'essais quasi-statiques sur des pylônes complets est souvent utilisée pour valider la résistance de ces structures. Cette méthode consiste à tester, dans une station d'essai mécanique, des structures de pylônes complets (Figure 2.1). Les charges sont généralement appliquées avec un système de treuils sur le pylône, au niveau des points d'attaches des consoles. Compte tenu de la grande échelle des pylônes testés, cette méthode d'essai nécessite l'utilisation de montages expérimentaux assez résistants pour supporter les charges appliquées.



Figure 2.1 Essai expérimental d'un pylône à treillis [Lee et McClure, 2007]

### 2.1.2 Méthodes d'essais dynamiques

Une ligne de transport d'énergie électrique est composée principalement d'une série de pylônes électriques et de conducteurs. D'un point de vue structural, l'interaction entre ces deux composantes rend le comportement mécanique d'une ligne de transport d'énergie très complexe. Cette interaction ne se limite pas au comportement statique, mais s'applique aussi au comportement dynamique, qui est le plus souvent dû à des charges de bris de conducteurs. Il existe d'autres sources de charges dynamiques comme les délestages de glace, les vents turbulents et les séismes.

Tel qu'indiqué au paragraphe précédent, les concepteurs s'intéressent rarement à la réponse dynamique d'une ligne électrique soumise à un bris de câbles. Ils traitent le problème comme étant statique et corrigent les efforts par des facteurs d'amplification dynamique. Pour obtenir les facteurs d'amplification dynamique, plusieurs chercheurs ont étudié le comportement d'un canton de ligne soumis à des chargements dynamiques, comme les charges de bris de câble et les charges sismiques. Ces travaux de recherche sont présentés dans les prochains paragraphes.

#### Essais de bris de câbles

Selon McClure et Tinawi [1989], les bris de conducteurs sont rarement causés par les charges climatiques (vents et glaces). Ils surviennent surtout suite à des défauts de matériau au niveau des pièces d'attaches entre le conducteur et la chaîne d'isolateur. Ils surviennent aussi suite à des dommages par vibration en fatigue, à des pointes de traction dues à de puissants arcs de contournement, ou même parfois à des chocs d'obstacles (avions), ou des actes de sabotage. Selon McClure et Tinawi [1989], la réponse dynamique d'une section de ligne soumise à un bris de câble est une exemple typique de problèmes de vibrations libres.

Les premiers essais de bris de conducteurs ont été réalisés par Haro *et al.* [1956] sur des lignes de 110 et 220 kV à échelle réelle. La Figure 2.2 illustre la variation dans le temps de l'effort de traction dans le conducteur, à l'endroit du point d'attache du pylône adjacent au bris, et le déplacement longitudinal de ce même point durant l'essai.

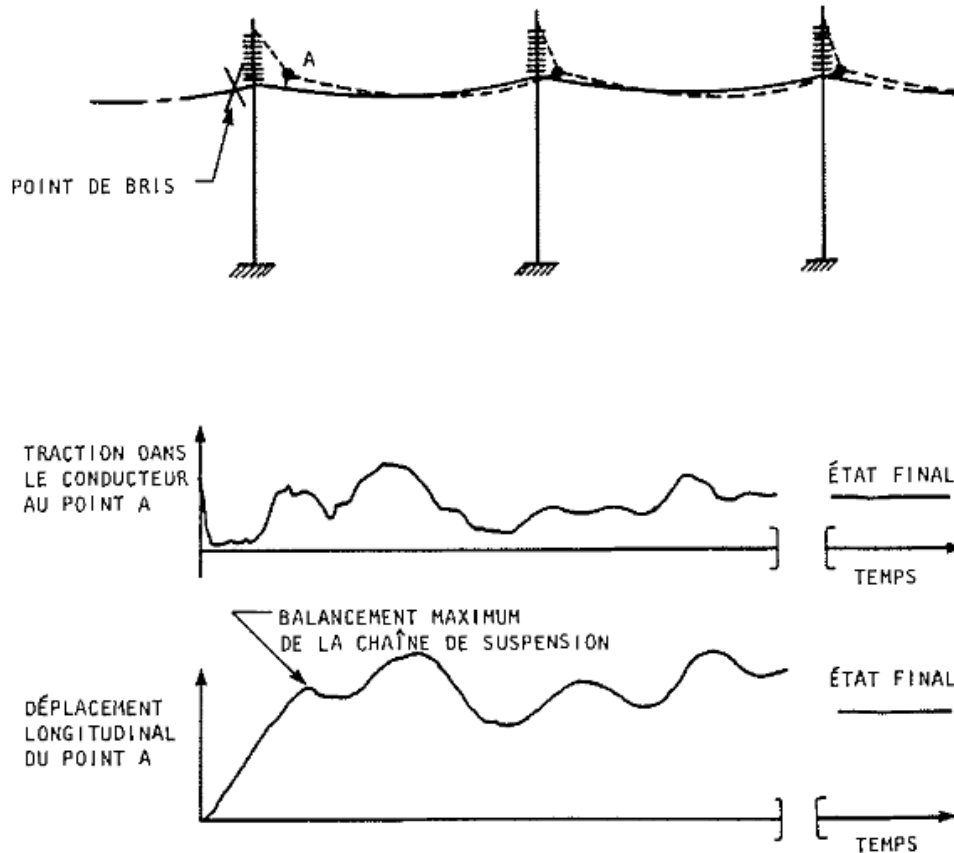


Figure 2.2 Réponse typique d'un canton de ligne soumis à un bris de câble [McClure et Tinawi, 1989]

### Essais sur tables vibrantes

Dans la littérature, il existe peu de travaux de recherche portant sur l'application de la méthode d'essais sur tables vibrantes pour l'étude des pylônes à treillis. Tian *et al.* [2017] ont réalisés des essais sur tables vibrantes pour l'étude du comportement sismique d'un canton de ligne composé de quatre pylônes à treillis. Le canton de ligne qui a été choisi pour cette étude est celui traversant la deuxième plus longue rivière de Chine. La Figure 2.3, montre les tables vibrantes construites pour tester le canton d'étude. L'étude consistait à étudier l'influence de la variabilité spatiale du mouvement du sol sur la réponse sismique du canton. Les résultats ont montré que la variation spatiale du mouvement du sol peut amplifier considérablement la réponse sismique du canton et qu'un tel effet ne doit pas être négligé dans l'analyse et la conception sismique des cantons de grandes portées.



Figure 2.3 Essai sur tables vibrantes d'un pylône à treillis [Tian *et al.*, 2017]

En résumé, la méthode d'essais dynamiques, sur des cantons de ligne, permet d'obtenir une représentation réaliste du comportement des lignes de transport électrique sous chargement dynamique. Cependant, l'utilisation d'équipements d'essais de haute capacité et la construction à échelle réelle ou réduite de cantons, est nécessaire pour obtenir des résultats fiables.

## 2.2 Modélisation numérique des pylônes à treillis

Dans le cadre de ce projet, l'objectif est de développer un outil de calcul numérique par sous-structuration pour analyser le comportement structural de pylônes à treillis sous différents cas de chargements (quasi-statiques ou dynamiques). Cet outil de calcul va être développé de façon numérique uniquement en utilisant la méthode des éléments finis. Dans cette section, une revue des différentes méthodes numériques pour modéliser le comportement des structures de pylônes à treillis est présentée.

Dans la pratique, les pylônes à treillis sont construits en utilisant des cornières en acier, le plus souvent à ailes égales. Ces éléments sont très faciles à mettre en oeuvre et facilitent l'assemblage entre les différents éléments du pylône (Figure 2.4).

Dans le cadre de ce projet, le logiciel libre *Code\_Aster*, basé sur la méthode d'analyse par éléments finis, sera utilisé pour modéliser les pylônes. Ces modèles numériques permettent la représentation des éléments de charpente, ainsi que les connexions.

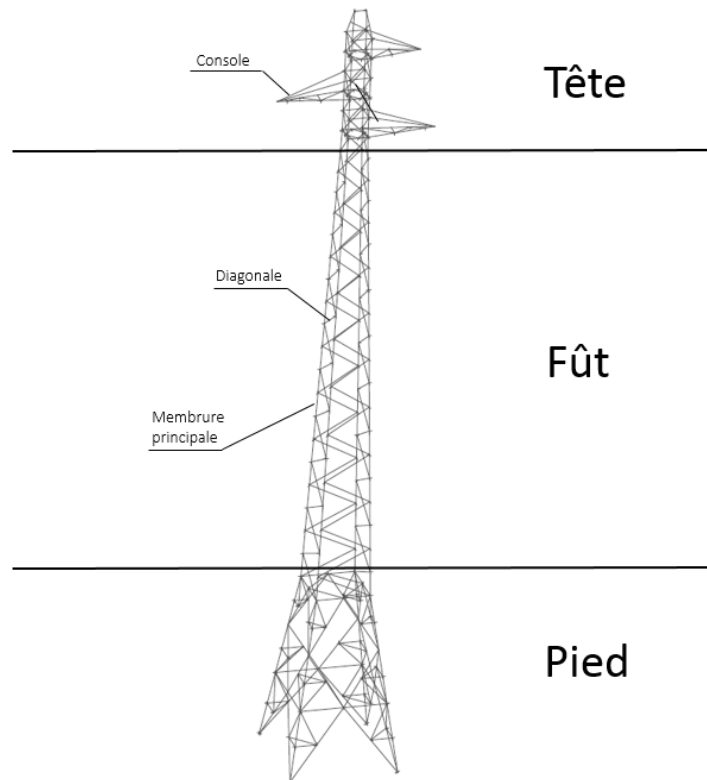


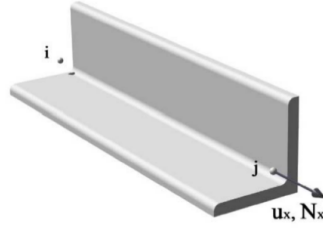
Figure 2.4 Composantes d'un pylône à treillis

### 2.2.1 Modélisation d'éléments structuraux

Dans la littérature, il existe plusieurs types d'éléments finis pour modéliser les pylônes à treillis : barres, poutres, plaques et coques. Dans la présente section, ces différents éléments seront présentés.

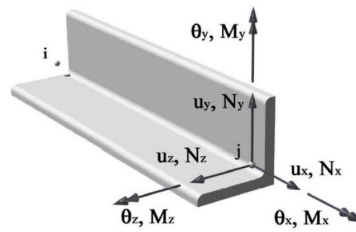
#### Élément barre

L'élément barre, présenté à la Figure 2.5, est composé d'un seul degré de liberté (1 DDL) par noeud qui traite uniquement les efforts et déformations axiales (traction-compression). Les barres sont représentées dans le modèle par des articulations à leurs extrémités. La modélisation numérique avec uniquement des éléments barres est pratique pour évaluer la répartition des efforts axiaux dans les éléments. Cependant, elle implique plusieurs simplifications et n'est pas adéquate pour évaluer numériquement le comportement à la ruine des pylônes.

Figure 2.5 Élément barre [Da Silva *et al.*, 2005]

### Élément poutre

L'élément poutre, comparé à l'élément barre, permet de prendre en compte les efforts de flexion et torsion pure (Figure 2.6). En effet, cet élément possède six degrés de liberté par noeud (6 DDL), trois en translation et trois en rotation.

Figure 2.6 Élément poutre [Da Silva *et al.*, 2005]

Dans *Code\_Aster*, il existe plusieurs types d'éléments poutres. Parmi ces éléments, il existe des éléments qui reposent sur la théorie d'Euler-Bernouilli, c'est-à-dire que les sections restent droites et perpendiculaires à la fibre moyenne, et d'autres correspondant à la théorie de Timoshenko qui prend en compte les effets de cisaillement transverse. Ces derniers éléments sont parfaitement adéquats pour modéliser les cornières utilisées dans la construction des pylônes à treillis, pour prendre en compte le phénomène de flexion-torsion avec gauchissement qui se produit pour les poutres à sections ouvertes. D'où l'intérêt de l'élément nommé *POU\_D\_TG*, reposant sur la théorie de Timoshenko, et développé spécifiquement pour l'analyse des pylônes à treillis. Il est à noter qu'en plus des 6DDL par noeud, l'élément *POU\_D\_TG* comporte un septième degré de liberté permettant la prise en compte du gauchissement de la section par rapport à la fibre neutre. Toutefois, l'inconvénient principal de l'élément *POU\_D\_TG*, dans *Code\_Aster*, est la non-prise en compte des non-linéarités matérielles. En effet, seule la non-linéarité géométrique est traitée en utilisant cet élément.

### Élément poutre multifibre

L'élément poutre multifibre (Figure 2.7) permet la subdivision de la section transversale d'une poutre en un nombre fini de fibres parallèles à l'axe longitudinal de celle-ci. L'utilisation de cet élément est très intéressante pour représenter le comportement mécanique des poutres en béton armé, puisque les poutres sont composées de deux matériaux, le béton et l'acier [Desprez *et al.*, 2011]. Dans ce type d'élément, chaque matériau (béton et acier) peut avoir sa propre loi de comportement. Dans *Code\_Aster*, la modélisation par des éléments multifibres (*POU\_D\_TGM*) est très intéressante, puisqu'elle permet l'analyse non-linéaire matérielle. Les comportements non-linéaires portent uniquement sur la traction et la flexion. Le cisaillement dû à l'effort tranchant, la torsion et le bi-moment (effort lié au gauchissement) restent liés par une relation linéaire.

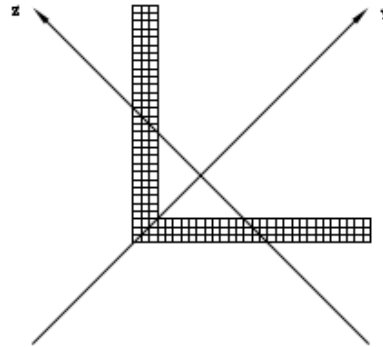


Figure 2.7 Élément poutre multifibre [Bouchard, 2013]

### Éléments plaque et coque

Les éléments plaques et coques sont utilisés pour la modélisation des structures minces. Il s'agit d'éléments surfaciques où seul le feuillet moyen est modélisé. Le terme *mince* désigne que l'épaisseur est très petite par rapport à la longueur de l'élément (inférieure à  $1/10$ ). Par exemple, les éléments plaques sont utilisés pour la modélisation des dalles en béton, alors que les éléments coques sont, par exemple, utilisés pour la modélisation des aéroréfrigérants des centrales nucléaires.

Les éléments plaques sont plans et la courbure de la structure à représenter ne peut pas être prise en compte avec ce type d'éléments. Il faut donc augmenter le nombre d'éléments afin d'avoir une meilleure modélisation (Figure 2.8 (a)). Contrairement aux éléments plaques, les éléments coques sont courbes et permettent de mieux rapprocher la géométrie de la structure (Figure 2.8 (b)). D'autre part, il existe des éléments coques avec une formulation tridimensionnelle (3D) permettant de mieux modéliser les structures minces. Ils permettent



de mieux représenter le comportement élasto-plastique des structures en flexion [EDF, 2017]. La modélisation avec les éléments plaques et coques augmente le temps de calcul, surtout en modélisant des structures complexes comme les pylônes à treillis.

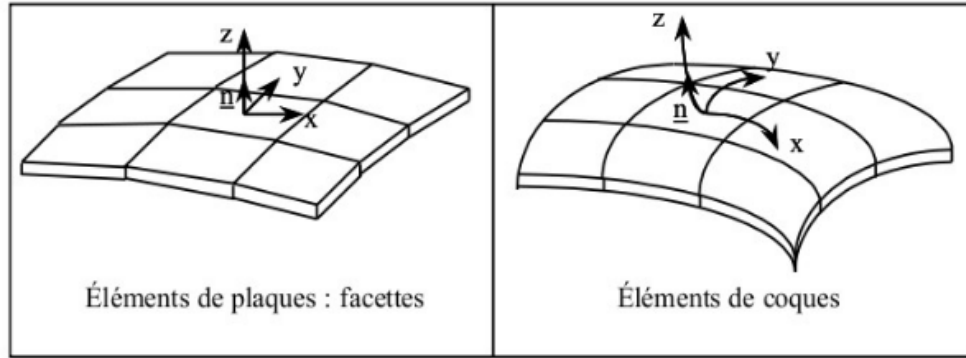


Figure 2.8 (a) Élément plaque ; (b) Élément coque [EDF, 2017]

### 2.2.2 Modélisation des assemblages

La modélisation numérique des assemblages dans un pylône à treillis a intéressé plusieurs chercheurs dans le monde. Le but de ces travaux était de représenter le comportement réel d'un assemblage mécanique de cornières. Les paramètres les plus importants à prendre en compte sont : les excentricités de connexions, le glissement des boulons et la rigidité en rotation des connexions.

#### Excentricités des connexions

Les cornières sont souvent connectées sur une seule aile, ce qui crée des excentricités lors du transfert des charges d'une membrure à une autre. Quand l'effort axial transite dans l'élément, cette excentricité crée des moments additionnels [Ziemian, 2010]. Plusieurs approches ont été proposées pour prendre en compte l'effet des excentricités. Rao et Kalyanaraman [2001] prennent en compte l'excentricité de connexion en reliant, par des éléments rigides, le centre de gravité de chaque cornière avec la ligne d'action du boulon. Le boulon, quant à lui, est modélisé avec un élément poutre. D'autre part, Lee et McClure [2007] ont développé et implémenté dans ADINA des éléments poutres permettant la prise en compte de l'excentricité des sections de cornières. Finalement, Bouchard [2013] modélise dans *Code\_Aster* l'excentricité en utilisant des liens rigides qui relient le point d'attache et le centre de gravité de chaque cornière (Figure 2.9).

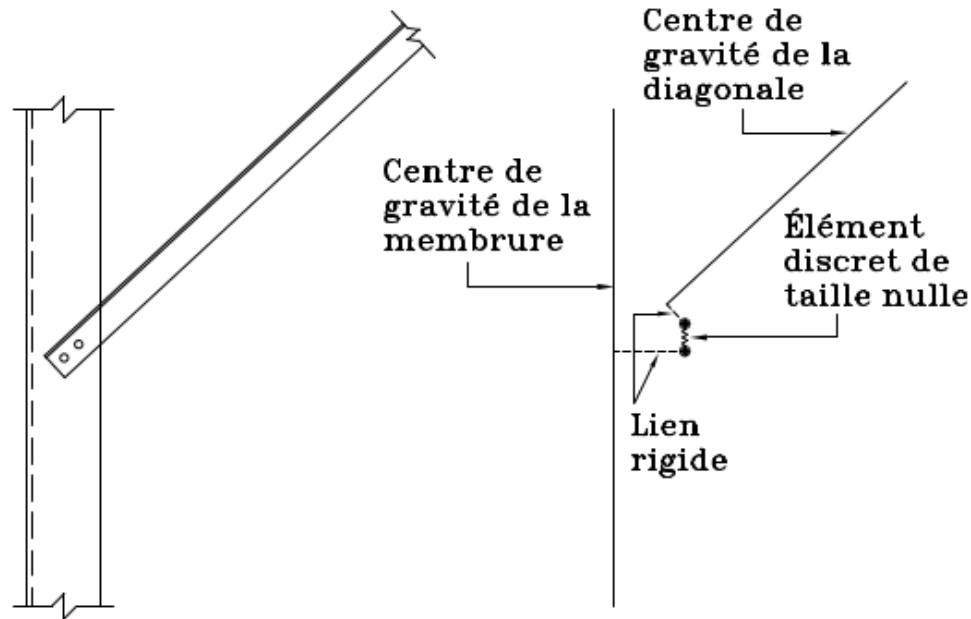


Figure 2.9 Modélisation d'un assemblage de deux cornières [Bouchard, 2013]

### Glissement de boulons

Le glissement de boulons est un phénomène qui peut survenir dans les structures de pylônes à treillis. Ce phénomène est causé par le fait que les trous dans les cornières sont percés avec un diamètre plus grand que celui des boulons (d'environ 2 mm) pour faciliter la mise en place de l'assemblage. Kitipornchai *et al.* [1994] ont étudié l'effet du glissement de boulons sur la réponse globale de la structure. Ils ont montré que le glissement de boulons a une grande influence sur la prédiction du déplacement et peu d'influence sur la résistance ultime du pylône. D'autres chercheurs comme Jiang *et al.* [2011], ont réalisé des modélisations numériques sur des pylônes à treillis en prenant en compte le glissement de boulons et l'excentricité de connexion. Les résultats trouvés ont ensuite été comparés à des résultats d'essais expérimentaux de deux pylônes à treillis. Leur étude a montré que la prise en compte du glissement de boulons dans le modèle numérique permet une meilleure prédiction du déplacement global de la structure. Finalement, les travaux de Ahmed *et al.* [2009] ont validé que le glissement de boulons n'affecte pas la résistance ultime de la structure. À la Figure 2.10, la résistance ultime des modélisations avec ou sans prise en compte du glissement de boulons est presque identique.

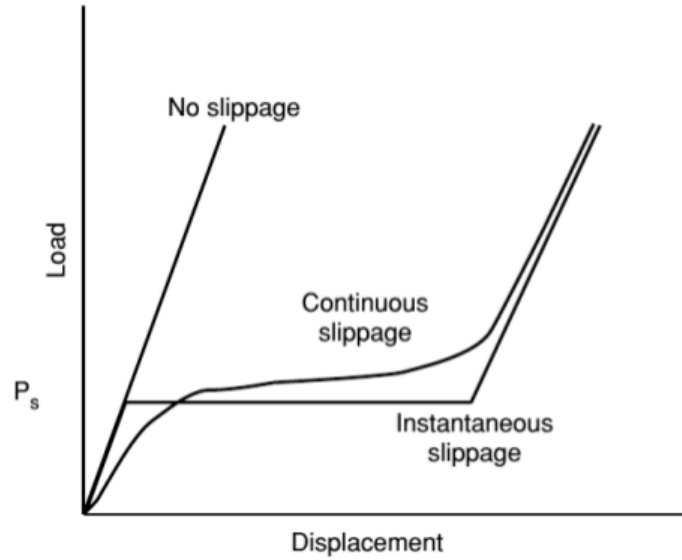


Figure 2.10 Comparaison des résultats des modélisations avec ou sans glissement de boulons [Ahmed *et al.*, 2009]

Dans *Code\_Aster*, le comportement non-linéaire des assemblages des cornières de pylônes peut être modélisé par des éléments discrets (*DIS\_TR*). La loi de comportement non-linéaire est affectée sur les éléments discrets en utilisant la relation *ASSE\_CORN*, qui est appelée par les opérateurs de résolution de problèmes non-linéaires (*STAT\_NON\_LINE* ou *DYNA\_NON\_LINE*). On distingue dans la loi de comportement *ASSE\_CORN* deux types de comportement associés à deux mécanismes. Le premier comportement représente le frottement et le glissement des boulons jusqu'à la butée. Le second représente la plastification de l'assemblage jusqu'à la ruine (Figure 2.11).

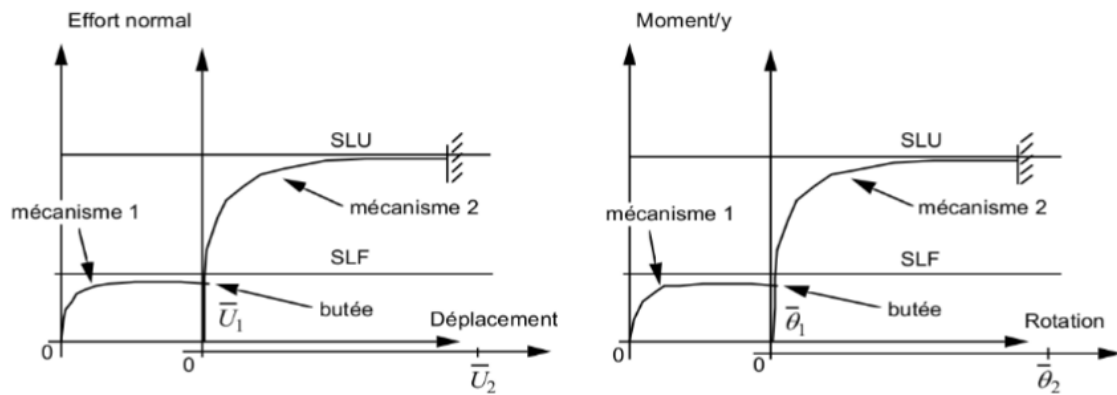


Figure 2.11 Mécanismes d'assemblage en effort normal et moment [EDF, 2017]

## Rigidité en rotation des connexions

Dans un pylône à treillis, la raideur des connexions peut varier d'une connexion à une autre (connexions rigides, semi-rigides ou souples). Lorsque deux éléments sont connectés par un seul boulon, la connexion est considérée comme étant rotulée ou souple. Dans le cas d'une connexion avec plus d'un boulon, la connexion est considérée comme étant rigide ou semi-rigide. La rigidité en rotation des connexions a une influence sur la répartition des efforts et sur la charge de flambement des éléments. Selon Lee et McClure [2007], la modélisation numérique d'un pylône à treillis avec des connexions rigides, surestime la capacité ultime de celui-ci. Lee et McClure [2007] et Jiang *et al.* [2011] considèrent que les connexions avec un seul boulon doivent être modélisées comme étant parfaitement souples afin d'obtenir un comportement réaliste. D'autres chercheurs, comme Oliveira *et al.* [2007] et Da Silva *et al.* [2005], proposent que les connexions doivent être considérées comme semi-rigides. Bouchard [2013], a calculé numériquement, avec des éléments finis volumiques, la rigidité en rotation de connexions de plusieurs assemblages de pylônes à treillis. Ensuite, les rigidités calculées ont été introduites dans des modèles numériques en utilisant des éléments discrets. Bouchard [2013] a démontré que les charges de flambement obtenues à partir d'une analyse de flambement linéarisé sont influencées par les rigidités en rotation des connexions.

En conclusion, la rigidité en rotation des connexions est un facteur important à prendre en compte dans la modélisation des assemblages, car il peut influencer la résistance globale du pylône à treillis. Il est donc important de définir des hypothèses réalistes permettant d'avoir un meilleur comportement mécanique de la structure.

Les hypothèses de modélisation proposées par Bouchard [2013] pour modéliser l'excentricité de connexion et la rigidité en rotation sont pris en compte pour la modélisation par élément finis du pylône à treillis analysé dans ce projet.

### 2.2.3 Méthodes d'analyse

En pratique, il existe plusieurs méthodes d'analyse numérique pour calculer la résistance et évaluer les modes de ruine des pylônes à treillis. Dans cette sous-section, les méthodes d'analyse par flambement linéarisé et statique non-linéaire seront présentées. Dans le cadre de ce projet, ces deux méthodes seront utilisées pour avoir une première approximation de la zone de ruine pour les pylônes étudiés.

---

### Flambement linéarisé

L'analyse de flambement linéarisé est généralement utilisée pour connaître les modes de flambement et calculer les charges critiques élastiques associées. La connaissance de la charge critique du premier mode de flambement est généralement suffisante pour que les concepteurs puissent assurer un design avec une marge sécuritaire. D'autre part, le calcul des charges critiques peut servir pour l'analyse statique non-linéaire, en pré-déformant le pylône étudié selon le premier mode avec un facteur de défaut initial. Cependant, cette méthode ne considère pas le flambement élasto-plastique des éléments et doit être combinée avec les équations de flambement des normes pour évaluer des charges critiques réalistes [Bouchard, 2013]. La méthode d'analyse de Bouchard [2013] a été utilisée par Loignon *et al.* [2016] pour connaître les modes de ruine et identifier les zones critiques d'un pylône à treillis. Ces zones critiques, qui ont été testées lors d'une campagne d'essais hybrides, représentent les sous-structures les plus sensibles du pylône.

### Méthode d'analyse statique non-linéaire

La méthode d'analyse statique non-linéaire incrémentale (pushover) apporte une solution pour l'étude des structures complexes ayant de fortes non-linéarités, comme pour le cas des pylônes à treillis. En raison de la présence des non-linéarités, la capacité de la structure survient avant l'atteinte de la charge critique de flambement. Il existe plusieurs types de non-linéarités :

- les non-linéarités matérielles qui sont dues à la loi de comportement du matériau (élasto-plastique, visco-élastique, etc.);
- les non-linéarités géométriques apparaissent dans les structures dont la rigidité dépend du déplacement induit. Ce type de non-linéarité intervient dans le cas des analyses de stabilité des structures subissant de grands déplacements. En grands déplacements, l'hypothèse qui suppose que la configuration initiale et déformée de la structure sont relativement proches, n'est plus vérifiée ;

La méthode d'analyse statique non-linéaire incrémentale est basée sur une méthode incrémentale par résidu d'équilibre permettant la prise en compte des non-linéarités définies précédemment. En effet, la charge est appliquée progressivement avec des incréments assez petits, pour atteindre la convergence. Avec cette méthode, il est possible d'étudier l'évolution du comportement mécanique de la structure au cours du chargement. De plus, il existe des méthodes de pilotage dans *Code\_Aster* pour dépasser les problèmes d'instabilité dus au flambement.

---

Dans la littérature, il existe plusieurs travaux de recherche portant sur l'application de la méthode d'analyse statique sur des pylônes à treillis. Les travaux réalisés par Lee et McClure [2007] et Rao *et al.* [2010] ont montré que pour le cas d'une analyse en flexion sur un pylône à treillis, un flambement élasto-plastique est survenu dans la membrure principale comprimée. Cependant, pour le cas d'une analyse en torsion, le mode de flambement est survenu dans les diagonales en dessous de la console du pylône. Tapia-Hernández *et al.* [2017] ont réalisé une analyse statique non-linéaire pour calculer la résistance et évaluer les modes de ruine de deux pylônes à treillis soumis à des charges de vent transversal. Rao *et al.* [2012] ont utilisé le logiciel d'éléments finis NEi-NASTRAN pour réaliser l'analyse statique non-linéaire sur des pylônes à treillis avec plusieurs cas de chargement. Ils comparent les résultats trouvés à des essais de grande échelle, réalisés dans la station d'essais de Chennai en Inde.

Dans le cadre du présent projet, les résultats des analyses statiques non-linéaires incrémentales, validés d'avance par rapport à des essais expérimentaux, seront considérés pour une validation des analyses numériques par sous-structuration du pylône d'étude.

## 2.3 Méthodes d'essais hybrides

En génie civil, les méthodes d'essais hybrides, aussi appelées méthodes de simulation hybride, ont pour objectif d'évaluer la performance des structures face à des charges dynamiques en utilisant un modèle hybride. Dans ce contexte, le mot *hybride* désigne l'interaction entre une ou plusieurs sous-structures numériques et/ou plusieurs sous-structures physiques. Pendant l'essai hybride, l'équation du mouvement (équation cinématique) est résolue à chaque pas de temps pour assurer l'équilibre de la structure étudiée. Il existe plusieurs types d'essais hybrides, les essais pseudo-dynamiques (avec ou sans sous-structuration) et les essais en temps réel. Dans cette partie, chaque type d'essai sera présenté, en indiquant leurs spécificités.

### 2.3.1 Historique des essais hybrides

Le premier concept d'essais hybrides a été proposé par Hakuno *et al.* [1969] dans les années 1960. Il s'agit d'un groupe de chercheurs japonais qui ont développé un modèle hybride en temps réel à un degré de liberté. L'objectif était d'étudier le système face aux charges sismiques. Concernant la partie numérique de l'essai, l'équation du mouvement a été solutionnée en utilisant un ordinateur analogique. Les déplacements calculés dans la partie numérique étaient ensuite appliqués sur la partie expérimentale en utilisant des vérins électromagnétiques. L'interaction entre les deux parties était fondamentale pour l'analyse

---

du comportement sismique du système. Ce concept d'essai hybride a été développé pour obtenir une réponse sismique réaliste des structures, sans avoir recours à l'utilisation des tables vibrantes et pour s'affranchir des problèmes associés à ce type d'essai (facteur de mise à l'échelle, délais, coûts, etc.). Les résultats obtenus par des essais sur tables vibrantes peuvent être considérés comme un outil de validation du bon fonctionnement de la méthode d'essai hybride. En 1975, Takanashi *et al.* [1975] ont réussi à implémenter le premier essai hybride. Il s'agit d'un essai, qui fait interagir une partie numérique représentée par un ordinateur analogique et une autre expérimentale (structure physique). L'ordinateur est utilisé pour solutionner l'équation du mouvement pour imposer à la partie physique les déplacements à chaque pas de temps. Les déplacements calculés, sont appliqués lentement sur la structure physique par l'entremise des vérins hydrauliques. La structure physique réagit et génère des efforts qui sont ensuite envoyés à l'ordinateur, qui attend ces données, pour le calcul des déplacements au prochain pas de temps. Cette démarche est répétée jusqu'à la fin de l'essai. Entre 1970 et 1990, d'autres chercheurs au Japon et aux États-Unis, ont continué à travailler sur la technique d'essai hybride. Ces travaux ont principalement été réalisés par Takanashi et Nakashima [1987], Mahin *et al.* [1989], ainsi que Shing *et al.* [1996].

Au milieu des années 1980, la méthode d'essais pseudo-dynamique par sous-structuration a été introduite. Celle-ci a été proposée en premier lieu par les chercheurs Dermitzakis et Mahin [1985]. Par la suite, elle a été implémentée par Nakashima *et al.* [1992], Vannan [1991], Buchet et Pegon [1994], ainsi que Pegon et Pinto [2000]. Avant 1985, tous les essais pseudo-dynamiques avaient été réalisés en construisant la structure complète au laboratoire. En profitant donc de la décomposition du domaine (sous-structuration), seule les sous-structures critiques qui ont un comportement non-linéaire sont testées en laboratoire, alors que le reste de la structure est modélisée numériquement. Ces sous-structures critiques représentent les parties les plus sensibles de la structure qui ont un comportement difficile à prédire par calcul numérique. L'essai pseudo-dynamique par sous-structuration consiste donc à modéliser numériquement les sous-structures ayant un comportement bien connu, et expérimentalement celles qui ont un comportement complexe à modéliser. La partie numérique de l'essai hybride est résolue par un solveur numérique, qui permet de solutionner l'équation du mouvement et calculer le vecteur de déplacement à chaque pas de temps. Une fois calculé, le vecteur déplacement est appliqué à la sous-structure physique par des vérins hydrauliques. La sous-structure physique réagit et génère des efforts de restitution qui sont ensuite envoyés aux sous-structures numériques au niveau des noeuds d'interfaces. Concernant la partie numérique de l'essai, les coefficients de la matrice de rigidité correspondent seulement aux degrés de liberté des sous-structures numériques, in-

---

cluant ceux des noeuds d'interfaces. En effet, la rigidité numérique doit être nulle pour les degrés de liberté de la partie physique (virtuelle), car les forces de restitution physique sont mesurées au laboratoire. Il est important de noter que pendant l'essai pseudo-dynamique par sous-structuration le chargement est généralement appliqué sur la structure avec des incréments assez nombreux (essai lent). En raison de la lente vitesse du chargement, le vecteur de restitution mesuré au laboratoire, à partir de la sous-structure physique, contient principalement les effets dus à la rigidité de la structure.

En 1992, une nouvelle méthode d'essais hybrides a été développée par Nakashima *et al.* [1992], la méthode d'essais en "temps réel" par sous-structuration (essais rapides). Ces essais, sont réalisés avec une vitesse assez élevée, de manière à reproduire le comportement d'un séisme réel. Ce qui n'est pas le cas pour les essais pseudo-dynamiques, qui sont réalisés avec un taux de chargement très lent. L'essai en temps réel consiste également à modéliser numériquement les sous-structures ayant un comportement bien connu, et expérimentalement celles qui ont un comportement complexe. Le vecteur des déplacements globaux provenant de la partie numérique est calculé de la même façon que pour l'essai pseudo-dynamique. Celui-ci, est ensuite appliqué sur la sous-structure expérimentale, qui réagit et génère des forces de restitution expérimentales, qui sont mesurées et envoyées au solveur numérique pour la réalisation du calcul des déplacements au prochain pas de temps. Le vecteur de restitution des forces expérimentales diffère de celui de l'essai pseudo-dynamique, car il contient non seulement les effets dus à la raideur mais aussi les effets d'amortissement et d'inertie (masse) de la portion physique.

En résumé, les essais hybrides, qu'ils soient pseudo-dynamiques ou en temps réel, ont été développés afin d'évaluer la performance de structures soumises à des charges dynamiques. La technique de sous-structuration a été introduite, par la suite, pour réduire la taille des structures testées, les coûts et les délais que nécessitent les essais à échelle réelle de structures complètes.

### 2.3.2 Essais pseudo-dynamiques sans sous-structuration

L'essai pseudo-dynamique sans sous-structuration consiste à étudier avec un modèle hybride la réponse non-linéaire d'une structure soumise à un chargement dynamique. Ce type d'essai nécessite la construction complète de la structure. La réalisation de l'essai se fait avec une vitesse suffisamment lente, afin de négliger les effets d'inertie et d'amortissement, car ils sont modélisés numériquement durant l'essai. La faible vitesse de chargement, permet aussi le contrôle et la surveillance de l'état de la structure à chaque pas de temps. Lors d'un essai pseudo-dynamique sans sous-structuration, l'amortissement et la masse

---



de la structure sont modélisés numériquement. La matrice de rigidité numérique de la structure est nulle, car les forces de restitution sont mesurées au laboratoire. L'équation du mouvement d'un essai pseudo-dynamique sans sous-structuration, peut être écrite sous la forme :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{r}_i = \mathbf{f}_i \quad (2.1)$$

où  $\mathbf{M}$  et  $\mathbf{C}$  sont respectivement la matrice de masse, et celle d'amortissement du système.  $\ddot{\mathbf{x}}_i$  est le vecteur d'accélération nodal,  $\dot{\mathbf{x}}_i$  est le vecteur de vitesse nodal,  $\mathbf{r}_i$  est le vecteur des forces de restitution et  $\mathbf{f}_i$  est la force extérieure appliquée au système. Dans le cas d'un système linéaire  $\mathbf{r}_i = \mathbf{K}\mathbf{x}_i$ , où  $\mathbf{K}$  est la matrice de rigidité élastique et  $\mathbf{x}_i$  le vecteur de déplacement nodal. Pour le cas d'un système non-linéaire, la relation entre  $\mathbf{r}$  et  $\mathbf{x}$  devient plus complexe à cause du comportement non-linéaire de la structure.

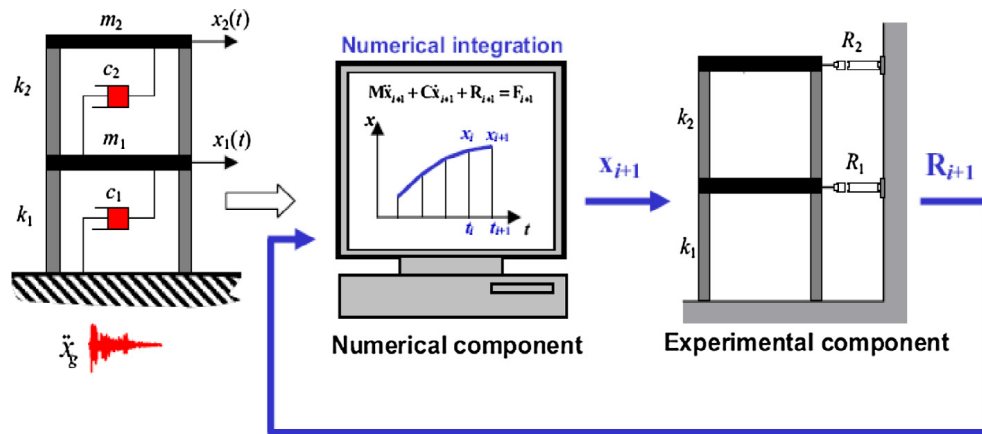


Figure 2.12 Méthode d'essai pseudo-dynamique [McCrum et Williams, 2016]

La Figure 2.12, montre le déroulement de l'essai où le vecteur de déplacement est calculé par le solveur numérique et est ensuite appliqué sur la structure physique à l'aide de vérins hydrauliques. Les efforts de restitution sont mesurés expérimentalement et envoyés à nouveau au solveur numérique pour réaliser le calcul des déplacements au prochain pas de temps. La même procédure est répétée jusqu'à la fin de l'essai.

### 2.3.3 Méthodes de sous-structuration

Les techniques de sous-structuration constituent une solution pratique pour l'étude des structures à de grandes échelles. Elles permettent entre autres de décomposer une structure complète en plusieurs sous-structures, afin de réaliser des calculs numériques parallèles. En étudiant séparément chaque sous-structure, le temps de calcul global de la structure peut être optimisé. De plus, ces techniques ont été utilisées pour la réalisation des essais hybrides. En remplaçant la sous-structure numérique la plus sensible, par un spécimen

expérimental, il est possible d'étudier le comportement global de la structure. Gosselet [2003] et Lebon [2011] présentent les différentes méthodes de sous-structuration, appliquées pour la réalisation d'essais hybrides. La méthode de sous-structuration nommée "globale" par Lebon [2011] est utilisée dans le cadre de ce projet pour développer l'outil de sous-structuration. La méthode de sous-structuration nommée "globale" par Lebon [2011] a été utilisée avec succès pour la réalisation d'essais pseudo-dynamiques d'un pylône à treillis à échelle réduite [Loignon *et al.*, 2016]. Au vu des résultats obtenus, la méthode de sous-structuration par analyse globale est la plus appropriée en terme de simplicité et d'efficacité.

La méthode globale consiste à étudier la structure dans son ensemble, qui est composée d'une sous-structure numérique et une autre expérimentale. L'interaction entre ces deux sous-structures se fait à l'aide d'une routine, qui permet d'échanger des données numériques (déplacements) et expérimentales (efforts de restitution). La structure complète est modélisée numériquement dans le logiciel d'élément finis, en considérant tous les degrés de liberté, incluant ceux de la sous-structure critique mais avec une rigidité très faible.

### 2.3.4 Essais pseudo-dynamiques par sous-structuration

Dans un essai pseudo-dynamique avec sous-structuration, les efforts de restitution proviennent des sous-structures numériques et expérimentales. Ce qui diffère des essais pseudo-dynamiques sans sous-structuration, où les efforts de restitution proviennent entièrement de la structure physique complète (équation 2.1). La réalisation de l'essai pseudo-dynamique se fait avec une vitesse suffisamment lente, afin de négliger les effets d'inertie et d'amortissement, car ils sont modélisés numériquement durant l'essai. Selon Obata et Goto [2002], dans un essai pseudo-dynamique avec sous-structuration, il est parfois difficile d'appliquer les charges de gravité sur la sous-structure expérimentale. Dans ce cas, si les charges de gravité ne sont pas appliquées expérimentalement, les effets de second ordre (P- $\Delta$ ) doivent être pris en compte dans le modèle numérique. L'équation du mouvement d'un essai pseudo-dynamique avec sous-structuration, s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{r}_{n_i} + \mathbf{r}_{e_i} = \mathbf{f}_i \quad (2.2)$$

où  $\mathbf{M}$  et  $\mathbf{C}$  sont respectivement la matrice de masse et d'amortissement du système.  $\ddot{\mathbf{x}}_i$  et  $\dot{\mathbf{x}}_i$ , sont les vecteurs d'accélération et de vitesses nodales.  $\mathbf{r}_{n_i}$  représente le vecteur des forces de restitution de la sous-structure numérique. Pour une sous-structure ayant un comportement linéaire,  $\mathbf{r}_{n_i} = \mathbf{K}_n \mathbf{x}_i$ , où  $\mathbf{K}_n$  la matrice de rigidité de la sous-structure numérique et  $\mathbf{x}_i$  le vecteur des déplacements nodaux de la structure.  $\mathbf{r}_{e_i}$  représente le

vecteur des forces de restitution provenant de la sous-structure physique.  $\mathbf{f}_i$  représente la charge extérieure appliquée au système. Le principe général de la méthode consiste à calculer numériquement les efforts de restitution au pas de temps actuel ( $\mathbf{r}_{n_i}$ ) et à les envoyer vers la sous-structure physique, pour ensuite mesurer les efforts de restitution ( $\mathbf{r}_{e_i}$ ), qui sont des valeurs d'entrées pour le calcul des déplacements au pas de temps futur ( $i+1$ ). À chaque pas de temps, l'équation du mouvement est résolue pour obtenir les déplacements à l'interface entre les sous-structures physiques et numériques. Afin d'obtenir des résultats cohérents, les noeuds d'interfaces au niveau de la sous-structure physique doivent correspondre exactement à ceux du modèle numérique. La Figure 2.13, schématise

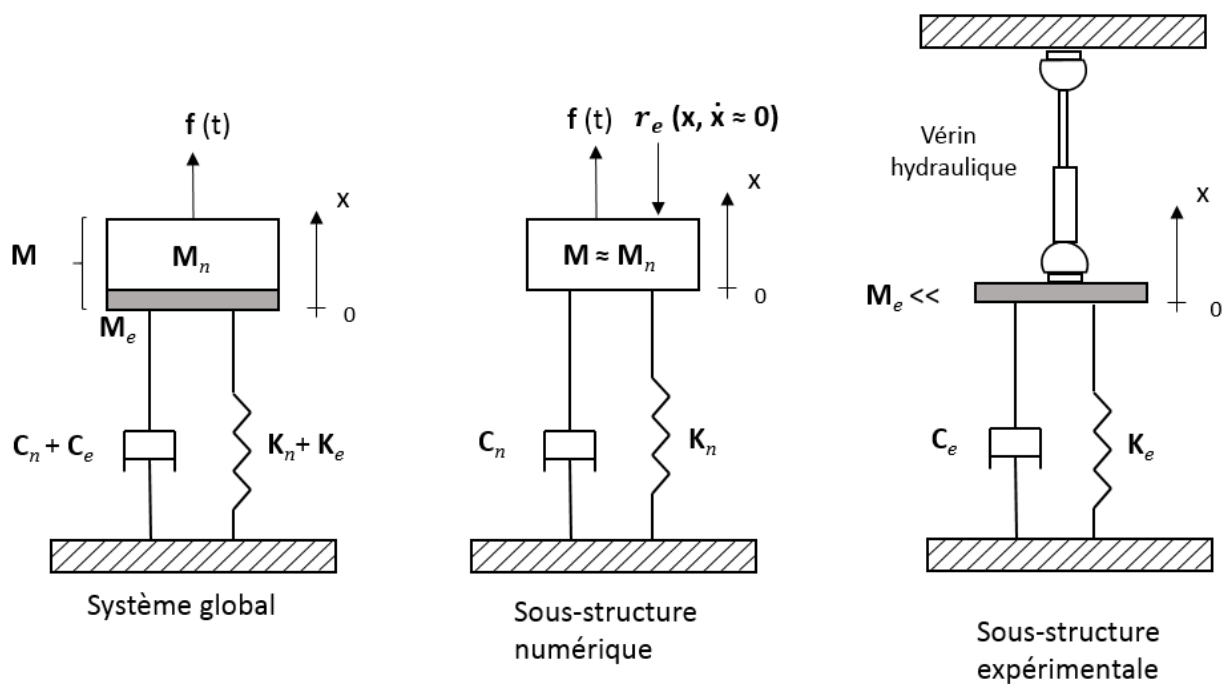


Figure 2.13 Principe de l'essai pseudo-dynamique d'un système à un degré de liberté [adapté de [Lamarche *et al.*, 2009]]

le concept d'essai pseudo-dynamique avec sous-structuration. Il s'agit d'un système à un degré de liberté où la masse  $M$  du système est décomposée en deux parties, numérique  $M_n$  et expérimentale  $M_e$ . Comme indiqué précédemment, les essais pseudo-dynamiques permettent l'évaluation de la rigidité globale de la structure soumise à un chargement donné. C'est pour cela que dans ce projet, le principe de la méthode d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration sera reproduit, en utilisant l'outil de calcul numérique par sous-structuration, pour évaluer le comportement dû à la rigidité d'un pylône à treillis à échelle réelle.

### 2.3.5 Essais en temps réel

Le premier essai en temps réel a été développé par Nakashima *et al.* [1992]. Ce type d'essai est généralement réalisé avec un taux de chargement élevé, ce qui génère des effets d'inertie et d'amortissement de la structure d'étude. Comme pour les essais pseudo-dynamiques, la masse, l'amortissement et la rigidité de la sous-structure numérique, sont pris en compte dans le logiciel d'éléments finis. D'autre part, concernant les efforts de restitution provenant de la sous-structure expérimentale, ils comprennent les effets de l'amortissement et de la rigidité (Figure 2.14). Lors de tels essais, étant donné que la masse de la structure est modélisée numériquement ( $\mathbf{M} \approx \mathbf{M}_n$ ), ceci permet de tester des structures à de grandes échelles sans avoir à combattre mécaniquement les forces d'inertie au laboratoire. Les essais en temps réel sont utiles pour les structures ayant des caractéristiques dépendant du taux de chargement. L'équation du mouvement d'un essai en temps réel avec sous-structuration s'écrit sous la forme :

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}}_i + \mathbf{r}_{n_i} + \mathbf{r}'_{e_i} = \mathbf{f}_i \quad (2.3)$$

Ensuite,  $\mathbf{r}_{n_i}$  représente l'effort de restitution actuel résultant de la rigidité de la sous-structure numérique. D'autre part,  $\mathbf{r}'_{e_i}$  représente le vecteur des forces de restitution expérimentales, qui est différent de  $\mathbf{r}_{e_i}$  dans l'équation 2.2, car il contient les effets d'amortissement en plus de rigidité de la sous-structure physique.

Comme indiqué précédemment, les essais en temps réel sont surtout utilisés pour évaluer le comportement dynamique des structures affectées par le taux de chargement (comportement dû aux effets de rigidité, de masse et d'amortissement). Étant donné que les essais par sous-structuration futurs seront réalisés pour évaluer le comportement structural statique (comportement dû à la rigidité), le principe d'essais hybrides en temps réel n'est pas intéressant dans ce cas. Cependant, le principe d'essais en temps réel peut être implémenté dans l'outil de calcul numérique par sous-structuration pour étudier numériquement le comportement dynamique d'un pylône à treillis soumis à un chargement dynamique quelconque.

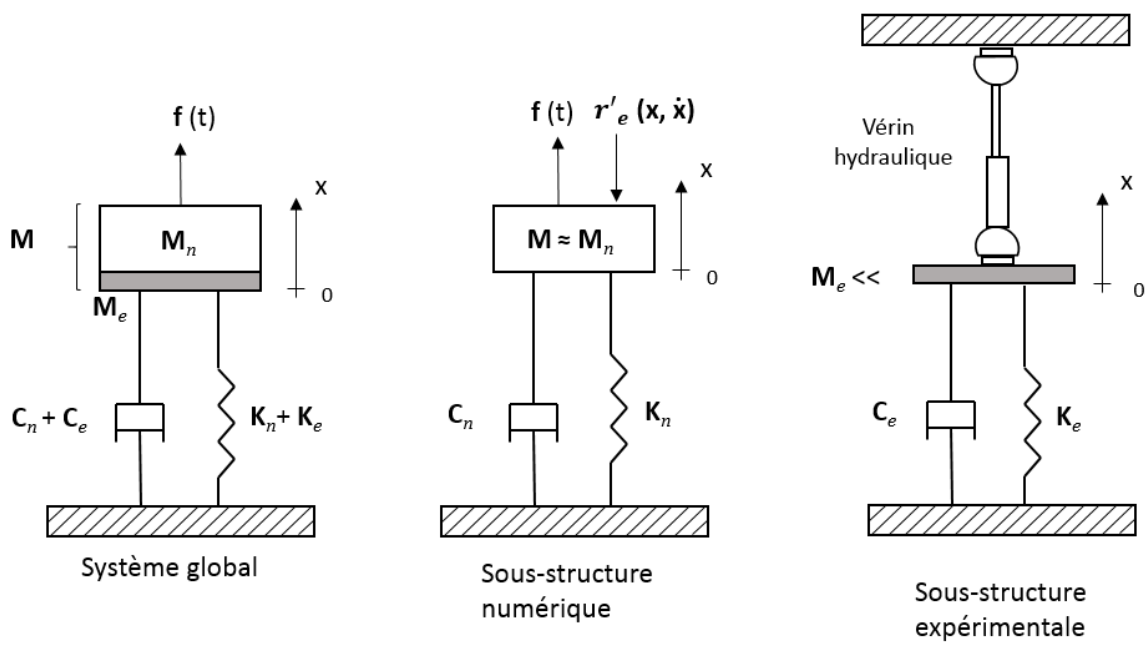


Figure 2.14 Principe de l'essai en temps réel d'un système à un degré de liberté [adapté de [Lamarche *et al.*, 2009]]



# CHAPITRE 3

## MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre a pour objectif de présenter la méthodologie proposée, dans ce projet, pour la réalisation des analyses numériques. Tout d'abord, une analyse de flambement d'une cornière simple est présentée. Cette analyse a pour objectif de définir le nombre d'éléments finis de type poutre à utiliser pour la modélisation de pylônes. D'autres analyses de type statique et dynamique, sans sous-structuration, sont effectuées dans ce projet. Les approches de modélisation pour chacune de ces analyses sont également présentées. L'objectif des analyses numériques sans sous-structuration (sur les structures complètes) de pylônes est d'identifier la sous-structure critique, i.e la zone où la ruine apparaît. Ensuite, une fois que la sous-structure critique est identifiée, la méthodologie utilisée pour le développement de l'outil de calcul par sous-structuration est présentée. La définition des paramètres dynamiques, qui sont des intrants pour l'outil de calcul par sous-structuration, est également présentée. Finalement, la méthodologie concernant les études numériques et théoriques de la flexibilité du montage est montrée. L'objectif des études de flexibilité est de montrer l'influence de la flexibilité du montage sur le comportement global de pylônes à treillis.

### 3.1 Analyse de flambement d'une cornière simple

Tel que présenté précédemment, l'analyse de flambement de la cornière simple a pour objectif de définir le nombre d'éléments finis (éléments finis de type poutre *POU\_D\_TGM*) à utiliser pour la modélisation de pylônes. Les caractéristiques géométriques de la cornière d'étude sont montrées au Tableau 3.1. La limite élastique  $F_y$  affectée au modèle est de 300 MPa. La loi de comportement bi-linéaire, présentée à la Figure 3.6, est utilisée pour modéliser le comportement non-linéaire de la cornière. Le module tangent  $h$  est estimé à  $E/100 = 2000$  MPa, où  $E = 200\,000$  MPa représente le module d'élasticité de l'acier. Les conditions aux limites ainsi que la direction de l'application de la charge sont montrés à la Figure 3.1. La cornière est encastree à la base et rotulée au point d'application de chargement. Tel que montré à la Figure 3.1, la cornière est chargée axialement. La géométrie et le maillage respectivement sont réalisés avec les modules *Geometry* et *Mesh* de *Salome Meca*, un logiciel libre de simulation assistée par ordinateur. Le solveur *Code\_Aster*, qui est aussi un module de *Salome Meca*, est choisi pour réaliser l'analyse.

Une étude de convergence du maillage est réalisée sur une cornière à ailes égales, encastree-articulée, avec un élancement de 78,4. Premièrement, une analyse de flambement linéarisé est effectuée afin de connaître les charges critiques de flambement. Ensuite, pour atteindre la charge critique du premier mode, une analyse incrémentale en statique non-linéaire, incluant les non-linéarités géométriques et matérielles, est effectuée.

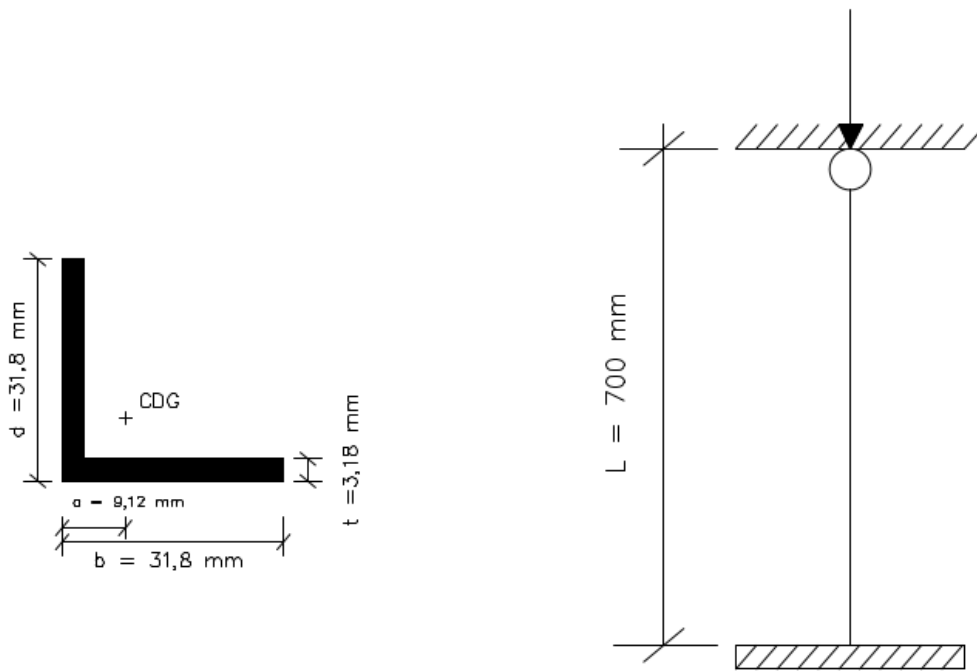


Figure 3.1 Cornière d'étude

Tableau 3.1 Caractéristiques géométriques de la cornière d'étude

Cornière	$A(\text{mm}^2)$	$r_{min}(\text{mm})$	$r_{max}(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$t(\text{mm})$
L32x32x3,2	192	6,25	12,4	31,8	31,8	3,18

### 3.1.1 Étude de convergence du maillage

L'analyse incrémentale statique non-linéaire est utilisée en deux étapes. Au début, la charge de compression est appliquée lentement, avec un contrôle en force, jusqu'à arriver à une instabilité. La suite de l'analyse, consiste à réaliser un pilotage en utilisant la méthode en longueur d'arc pour dépasser l'instabilité [Crisfield, 1981]. L'étude de convergence du maillage est réalisée avec un facteur de défaut de  $L/250$ , comme proposé par la norme CSA S16-14 [CSA, 2014] pour une cornière ayant les caractéristiques montrées au Tableau 3.1. La pré-déformation du premier mode de flambement est effectuée, soit le mode ayant la charge critique la plus faible.  $L$  représente la longueur de la membrure. L'influence sur



la réponse du nombre d'éléments sur la longueur et de fibres sur l'épaisseur est étudiée. Le premier paramètre étudié est le nombre d'éléments par membrure de cornière. La Figure 3.2 présente l'évolution de la charge axiale en fonction du déplacement axial résultant. La Figure 3.2 montre que les résultats convergent vers la bonne solution en utilisant 15 éléments ou plus.

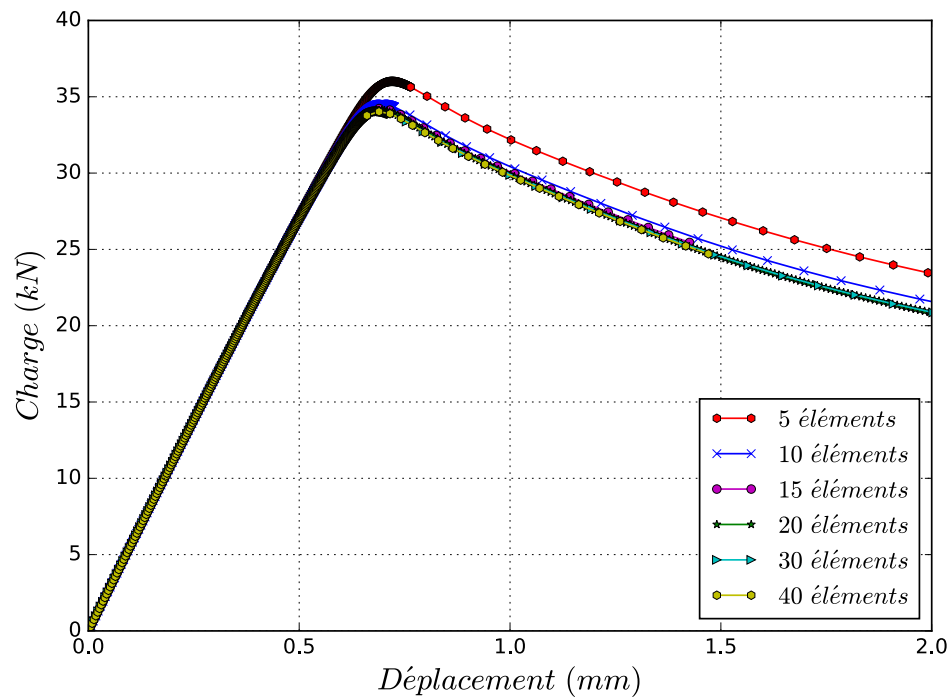


Figure 3.2 Influence du nombre d'éléments sur la réponse

Ensuite, pour étudier le nombre de fibres sur la section de la cornière, le nombre d'éléments est fixé à 15. Dans cette étude seul le nombre de fibres sur l'épaisseur est étudié. Le nombre de fibres sur les ailes est choisi de façon à avoir des mailles adéquates de qualité optimale (voir Figure 3.3).

La Figure 3.4 montrent les résultats obtenus de l'étude du nombre de fibres. Il convient de noter que le nombre de fibres sur l'épaisseur n'a pas d'influence sur le comportement de la cornière.

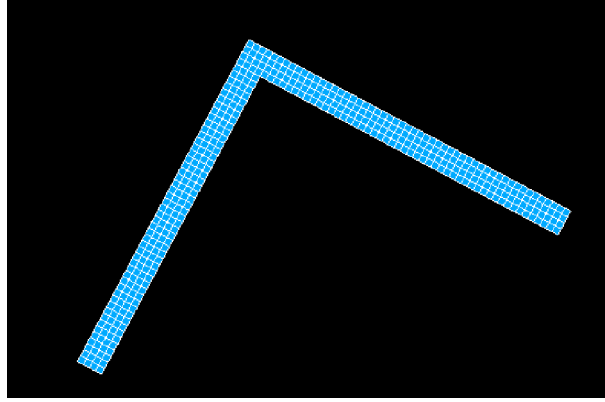


Figure 3.3 Maillage en fibres de la cornière

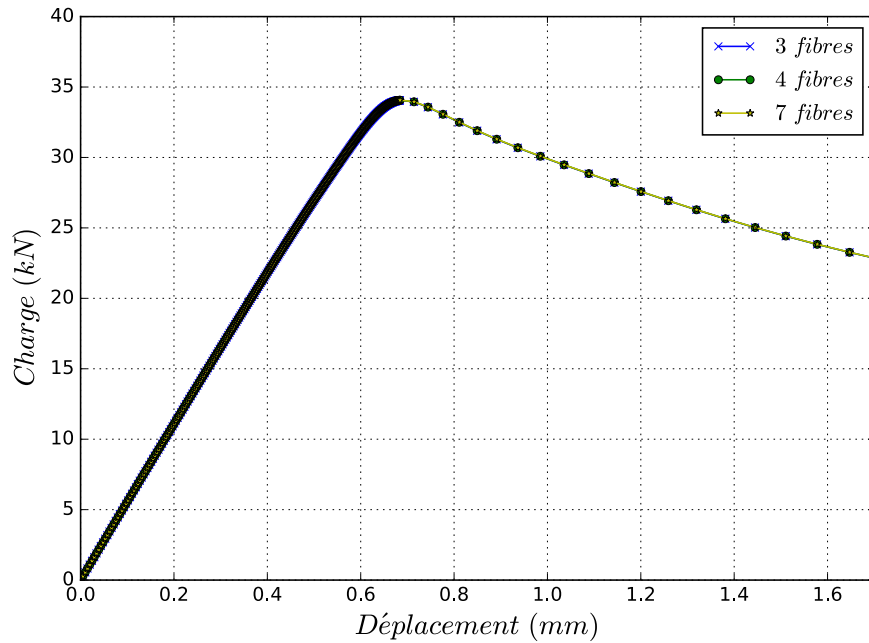


Figure 3.4 Influence du nombre de fibres sur la réponse

En résumé, cette étude de maillage a montré que le nombre d'éléments influence le comportement de la cornière. Une meilleure convergence est atteinte à partir de 15 éléments. Dans ce cas d'étude, en ce qui concerne l'étude du nombre de fibres, ce paramètre n'influence pas le comportement. Il est à noter que les contraintes résiduelles ne sont pas pris en compte dans le modèle. Celles-ci peuvent avoir une influence sur le choix du nombre de fibres. Dans le cadre de ce projet, pour toutes les analyses numériques, le nombre d'éléments et de fibres sont respectivement fixés à 15 et 4.

## 3.2 Pylônes analysés

Les pylônes d'étude (Figure 3.5) sont modélisés au complet avec des éléments poutres multifibres permettant de prendre en compte le comportement non-linéaire matériel et géométrique (Section 2.2.1).

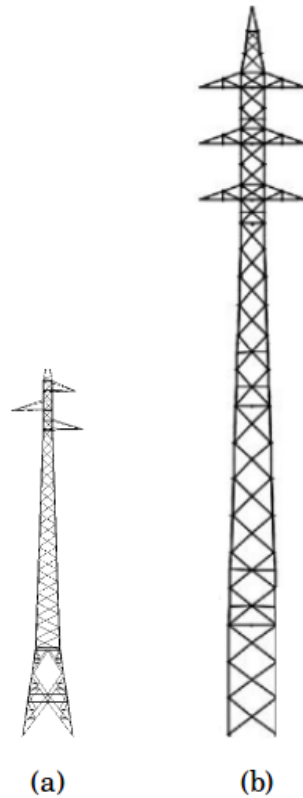


Figure 3.5 Pylônes d'étude : (a) H2NT1Y à échelle réduite (1/4); (b) BSD à échelle réelle

Les excentricités de connexions sont modélisées selon l'approche proposée par Bouchard [2013] présentée dans la Section 2.2.2. Les rigidités de rotation affectées sur les éléments discrets des connexions sont également ceux proposées par Bouchard [2013] qui sont présentées au Tableau 3.2. Une étude de Sad Saoud *et al.* [2018] a démontré que les excentricités de connexions dans un pylône à treillis ont une influence plus importante que les imperfections géométriques initiales des membrures. Par conséquent, aucune imperfection initiale n'est ajoutée dans le modèle par éléments finis du pylône.

Tableau 3.2 Rigidité des connexions rotulées [Bouchard, 2013]

Cornière principale	Cornière secondaire	$\phi$ boulon (mm)	Angle (degré)	$k_{rx}$ (N.m/rad)	$k_{rz}$ (N.m/rad)
L70x70x7	L50x50x5	16	0	1.19E+04	2.08E+04
L70x70x7	L50x50x5	16	45	9.56E+03	2.22E+04
L90x90x9	L40x40x4	12	0	8.59E+03	1.19E+04
L90x90x9	L40x40x4	12	45	8.75E+03	1.30E+04
L150x150x15	L70x70x5	16	0	7.73E+03	2.07E+04
L150x150x15	L70x70x5	16	45	7.87E+03	1.95E+04

En ce qui concerne les pylônes d'étude, le premier pylône est le pylône BSD à échelle réelle utilisé sur le réseau d'Hydro-Québec au Canada. Le pylône BSD n'a jamais été testé en laboratoire, d'où l'intérêt de faire des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration et de préparer un tel essai en utilisant l'outil de calcul par sous-structuration qui va être présenté ultérieurement. Le second est le pylône H2NT1Y à échelle 1/4, celui testé par Loignon *et al.* [2016]. Il s'agit d'une structure utilisée sur le Réseau de Transport d'Électricité (RTE) en France. Ce choix a été fait à cause de la disponibilité des résultats d'essais de cette structure qui peuvent être utilisés pour comparaison et pour validation de l'outil de calcul par sous-structuration. Les résultats obtenus des analyses sur les structures complètes sont montrés à la Section 4.2.1 pour le pylône BSD et à la Section 4.2.2 pour le pylône H2NT1Y.

Dans le but de simplifier la présentation et la comparaison des résultats des différentes analyses numériques effectuées au chapitre 4, un résumé des analyses est présenté aux tableaux 3.3 et 3.4. Ces tableaux présentent le type de chargement (quasi-statique et dynamique), le cas de chargement, la numérotation des modèles ainsi que le type d'analyse (statique non-linéaire, dynamique non-linéaire et analyse pseudo-dynamique) à effectuer sur les pylônes BSD et H2NT1Y.

Pour chaque type de chargement, la procédure des méthodes d'analyse est expliquée dans les prochaines sections (statique non-linéaire : Section 3.2.1 et dynamique non-linéaire : Section 3.2.2). Ensuite, la procédure de l'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration est présentée à la Section 3.3. Les paramètres dynamique de résolution de l'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration sont définis à la Section 3.3.3 en fonction du type de chargement.

Tableau 3.3 Tableau résumé des analyses sur le pylône BSD


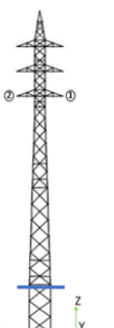
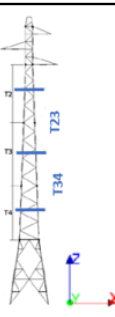
Type de chargement	Cas de chargement	Pylône BSD	Modèle	Type d'analyse	Commentaires
Quasi-statique (résultats des modèles 1, 2 et 3 présentés à la Figure 4.10)	Charges verticales aux consoles et sur le fût, appliquées selon la direction (-Z). Charges longitudinales aux consoles, appliquées selon la direction (-Y). L'intensité de chargement est montrée à la Figure 4.4.		1	Analyse statique non-linéaire (méthode d'analyse présentée à la Section 3.2.1)	Analyse effectuée sur la structure complète avec des éléments de type poutre multifibres
			2	Analyse statique non-linéaire (méthode d'analyse présentée à la Section 3.2.1)	Analyse effectuée sur la sous-structure critique avec des éléments de type poutre multifibres (section inférieur du pylône)
			3	Analyse pseudo-dynamique à l'aide de l'outil développée dans ce projet (méthode d'analyse présentée à la Section 3.3)	Analyse effectuée avec une faible vitesse de chargement afin de négliger les effets d'inertie et d'amortissement de la sous-structure critique
Dynamique (résultats des modèles 1, 2 et 3 présentés aux Figures 4.25 à 4.29)	Charges aux deux consoles inférieures, appliquées dans la direction (-Y) suivant une fonction triangulaire symétrique (voir Section 3.2.2).		1	Analyse dynamique non-linéaire (méthode d'analyse présentée à la Section 3.2.2)	Analyse effectuée sur la structure complète avec des éléments de type poutre multifibres
			2	Analyse statique non-linéaire (méthode d'analyse présentée à la Section 3.2.1)	Analyse effectuée sur la sous-structure critique avec des éléments de type poutre multifibres (section inférieur du pylône)
			3	Analyse pseudo-dynamique à l'aide de l'outil développée dans ce projet (méthode d'analyse présentée à la Section 3.3)	Analyse effectuée avec une grande vitesse de chargement afin de représenter le comportement dynamique réel de la structure. Il est à noter que l'analyse au niveau de la sous-structure critique est effectuée en statique non-linéaire.

Tableau 3.4 Tableau résumé des analyses sur le pylône H2NT1Y

Type de chargement	Cas de chargement	Pylône H2NT1Y	Modèle	Type d'analyse	Commentaires
Quasi-statique (résultats des modèles 1 et 2 présentés à la Figure 4.16)	Charges verticales aux consoles, appliquées selon la direction (-Z). Charges horizontales aux consoles, appliquées selon la direction (-X). L'intensité de chargement est montrée au Tableau 4.4.		1	Analyse statique non-linéaire (méthode d'analyse présentée à la Section 3.2.1)	Analyse effectuée sur la structure complète avec des éléments de type poutre multifibres
			2	Analyse pseudo-dynamique à l'aide de l'outil développée dans ce projet (méthode d'analyse présentée à la Section 3.3)	Analyse effectuée avec une faible vitesse de chargement afin de négliger les effets d'inertie et d'amortissement de la sous-structure critique. L'analyse est effectuée avec les mêmes paramètres dynamiques utilisés lors des essais hybrides de Loignon <i>et al.</i> [2016].

### 3.2.1 Analyse statique non-linéaire

Tel que présenté aux tableaux 3.3 et 3.4, l'analyse statique non-linéaire incrémentale est utilisée à plusieurs reprises dans ce projet pour étudier le comportement non-linéaire des pylônes H2NT1Y et BSD. Cette méthode d'analyse est utilisée afin d'identifier la zone où la ruine apparaît. Une fois que cette zone est identifiée, plusieurs analyses seront réalisées pour fixer exactement la sous-structure critique, ceci en modifiant la position des interfaces. Les résultats de ces analyses sont montrées ultérieurement. L'avantage de la méthode

statique non-linéaire incrémentale est la prise en compte des non-linéarités géométriques et matérielles de structures de pylônes à treillis.

La loi de comportement du matériau est modélisée avec une courbe bi-linéaire (voir Figure 3.6). La courbe représente la variation de la contrainte de l'acier en fonction de la déformation. La pente de la première droite est celle du module d'élasticité  $E$  alors que la deuxième pente  $h$  est égale à  $E/100$ .

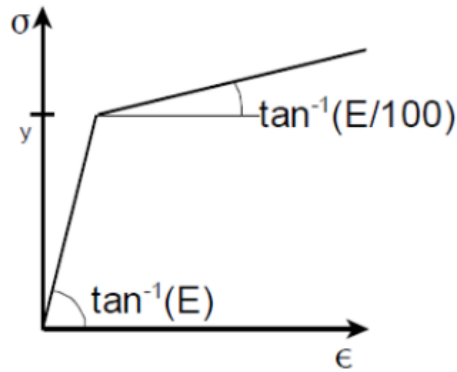


Figure 3.6 Loi de comportement de l'acier [Eurocode, 2004]

La résolution avec la méthode statique non-linéaire est réalisée dans *Code\_Aster* en utilisant l'opérateur *STAT\_NON\_LINE*. Avec cet opérateur la charge peut être appliquée progressivement avec des incréments suffisamment nombreux, pour atteindre la convergence. De plus, la méthode en longueur d'arc (option : *LONG\_ARC*) est utilisée pour dépasser les instabilités au voisinage de la charge critique de flambement. Tous ces outils sont disponibles dans le solveur *Code\_Aster* utilisé dans ce projet.

### 3.2.2 Analyse dynamique non-linéaire

Tel que présenté au Tableau 3.3, en plus du comportement quasi-statique du pylône BSD, le comportement dynamique est aussi étudié. Il est important de noter que la méthode d'analyse dynamique non-linéaire est utilisée dans ce projet afin d'évaluer le comportement structural du pylône soumis à une charge résultant d'un bris de conducteurs.

Le comportement non-linéaire matériel et géométrique est pris en compte dans l'analyse dynamique non-linéaire. Le schéma de Newmark avec une formulation en déplacement est utilisé pour résoudre l'équation d'équilibre dynamique. Le type d'amortissement utilisé est celui de Rayleigh. La matrice d'amortissement  $\mathbf{C}$  est proportionnelle aux matrices de masse  $\mathbf{M}$  et de rigidité  $\mathbf{K}$ . Les coefficients de pondération  $\alpha$  et  $\beta$  des matrices  $\mathbf{M}$  et  $\mathbf{K}$

sont calculés en utilisant le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} \xi = \frac{\alpha}{2w_i} + \frac{\beta w_i}{2}, \\ \xi = \frac{\alpha}{2w_j} + \frac{\beta w_j}{2} \end{cases} \quad (3.1)$$

où  $\xi$  est le taux d'amortissement choisi,  $w_i$  et  $w_j$  sont respectivement les pulsations propres des modes  $i$  et  $j$ . Les modes  $i$  et  $j$  sont typiquement choisis comme étant respectivement le premier et le dernier mode dont la contribution est significative. Pour le cas du pylône H2NT1Y, les coefficients de pondération  $\alpha$  et  $\beta$  sont calculés en se basant sur les fréquences des deux premiers modes propres, soit les fréquences  $f_1$  et  $f_2$  respectivement égales à 9,04 Hz et 27,7 Hz . Pour le cas du pylône BSD, les fréquences des deux premiers modes propres sont presque identiques, c'est pour cette raison que les coefficients de pondération  $\alpha$  et  $\beta$  sont calculés en se basant sur les fréquences du premier et du troisième mode propre, soit les fréquences  $f_1 = 2,018$  Hz et  $f_3 = 7,486$  Hz (voir Figure 4.17). La matrice  $\mathbf{C}$  est finalement calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (3.2)$$

Tel qu'expliqué précédemment, une analyse dynamique non-linéaire est effectuée afin d'évaluer le comportement structural du pylône BSD soumis à un chargement dynamique résultant d'un bris de conducteurs. La charge impulsionnelle triangulaire est choisie dans ce projet afin de simuler le phénomène du bris de conducteurs. Étant donné que, dans ce projet, le pylône BSD est analysé en utilisant deux types de chargement (quasi-statique et dynamique), il serait important de fixer une fonction de chargement dynamique permettant d'avoir une significative amplification de la réponse dynamique par rapport à la réponse statique. Pour ce faire, le spectre de réponse en déplacement d'une charge impulsionnelle triangulaire est utilisée.

Le rapport de l'instant final d'analyse sur la période propre  $t_d/T$  est fixé en se basant sur le spectre de réponse en déplacement d'une charge triangulaire symétrique impulsionnelle. Ce choix est fait afin d'étudier un cas de chargement dynamique, appliqué pendant un instant final critique  $t_d$ , permettant de représenter le comportement dynamique non-linéaire de la structure.

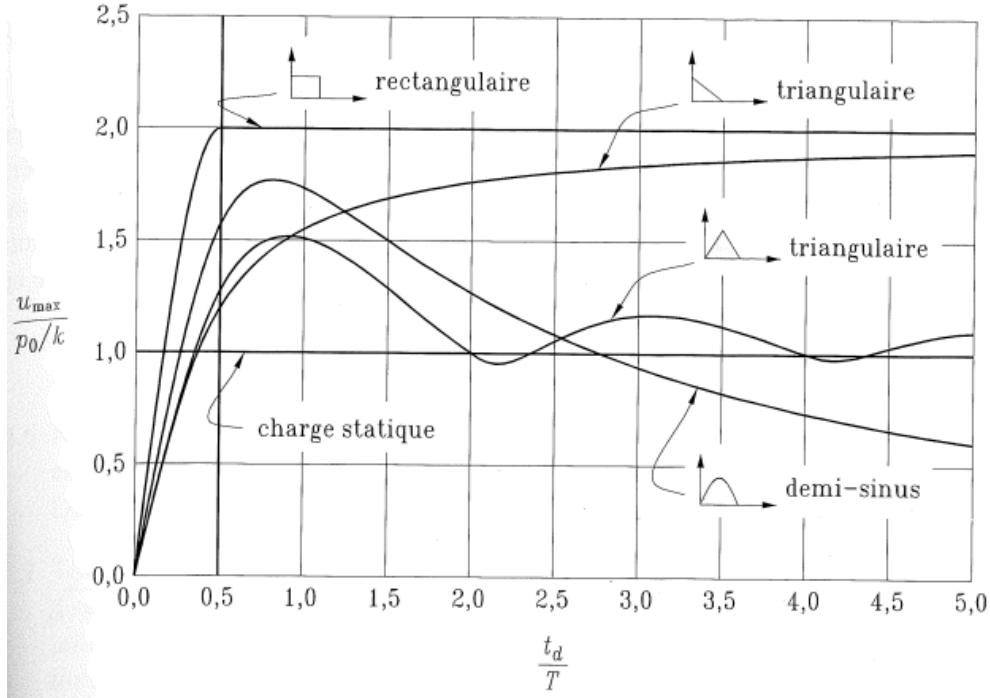


Figure 3.7 Spectre de réponse en déplacement pour différentes charges impulsionnelles [Paultre, 2005]

À la Figure 3.7, la variation du rapport  $\frac{u_{max}}{p_o/k}$  en fonction du rapport  $t_d/T$  de plusieurs charges impulsionnelles est montrée. Où  $u_{max}$  et  $p_o/k = u_{sto}$  représentent les déplacements maximaux dynamique et statique au point d'application de la charge respectivement.  $k$  est défini comme étant la rigidité du système et  $p_o$  la charge statique appliquée à ce système. En se basant sur la Figure 3.7, il est important de noter que pour le cas d'une charge triangulaire symétrique, le rapport d'amplification dynamique maximal est de l'ordre de 1,5 quand le rapport  $t_d/T = 1$ . Le rapport  $t_d/T = 1$  sera utilisé pour analyser le comportement dynamique du pylône BSD étant donné que l'amplification dynamique peut être importante.

La Figure 3.8 montre un chargement triangulaire symétrique de durée  $t_d$ . La fonction de force  $p(t)$  s'exprime selon l'équation suivante :

$$p(t) = \begin{cases} \frac{2p_o t}{t_d}, & t > 0 \\ \frac{2p_o(t_d - t)}{t_d}, & t > \frac{t_d}{2} \\ 0, & t > t_d \end{cases} \quad (3.3)$$



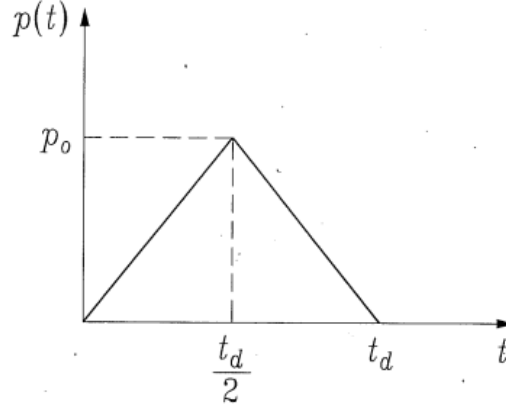


Figure 3.8 Impulsion triangulaire symétrique [Paultre, 2005]

La variation du déplacement  $u(t)$  en fonction du temps d'un système à un degré de liberté soumis à une charge impulsionnelle triangulaire symétrique est donnée pour chaque intervalle comme le suivant :

$$u(t) = \begin{cases} \frac{2p_o}{k} \left( \frac{t}{t_d} - \frac{\sin wt}{wt_d} \right), & 0 \leq t \leq \frac{t_d}{2} \\ \frac{2p_o}{k} \left( 1 - \frac{t}{t_d} - \frac{\sin wt}{wt_d} + \frac{2 \sin w(t-t_d/2)}{wt_d} \right), & \frac{t_d}{2} \leq t \leq t_d \\ \frac{2p_o}{k} \left( -\frac{\sin wt}{wt_d} + \frac{2 \sin w(t-t_d/2)}{wt_d} - \frac{\sin w(t-t_d)}{wt_d} \right), & t_d \leq t \end{cases} \quad (3.4)$$

où  $p_o/k = u_{sto}$  représente le déplacement statique et  $w$  est la pulsation propre du système. La variation du déplacement, pour chacune des intervalles, en fonction du temps  $u(t)$  peut être calculée en utilisant l'équation 3.4. Pour un rapport  $t_d/T = 1$ , la réponse dynamique  $u(t)/u_{sto}$  est montrée à la Figure 3.9 en fonction du rapport  $t/T$ . De plus, le rapport du déplacement quasi-statique sur le déplacement statique  $u_{st}(t)/u_{sto} = [p(t)/k]/(p_o/k)$  est présenté en pointillé. Il est important de noter que la charge maximale survient durant le chargement impulsionnel.

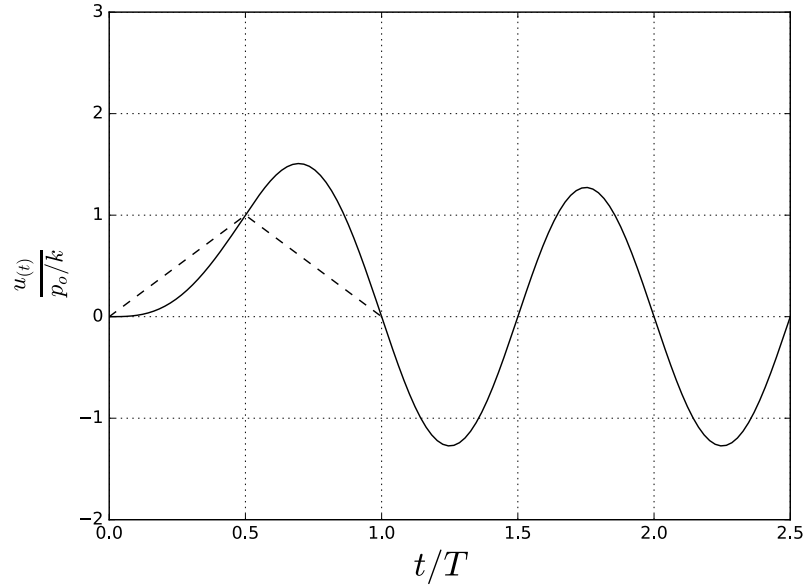


Figure 3.9 Réponse à une impulsion triangulaire symétrique pour  $t_d = T$

La fonction de chargement utilisée pour reproduire le phénomène de bris de câble est celle présentée à la Figure 3.8. Les points de chargement (1 et 2) sont montrés à la Figure 3.10(a) et sont situés aux points d'attache des consoles inférieures à une hauteur de 29,3 m de la base du pylône BSD. La fonction de chargement utilisée pour réaliser l'analyse dynamique est également montrée à la Figure 3.10(b). L'intensité de chargement est fixée dans le chapitre 4. La charge, sur chaque console, augmente progressivement pour atteindre une charge maximale  $F_Y$  (suivant la direction Y) à un temps  $t_d/2$ . Ensuite, elle diminue pour devenir nulle à un temps final  $t_d$ . En plus de l'évaluation du comportement global de la structure, l'analyse dynamique non-linéaire est aussi utilisée afin d'identifier la sous-structure critique, i.e la zone où la ruine apparaît. Une fois que la sous-structure critique est identifiée, une analyse par sous-structuration avec le même cas de chargement peut être effectuée. Les résultats de l'analyse dynamique non-linéaire du pylône complet, présentés aux Sections 4.3.2 et 4.3.3, peuvent être utilisés pour validation de l'outil de calcul numérique par sous-structuration proposé.

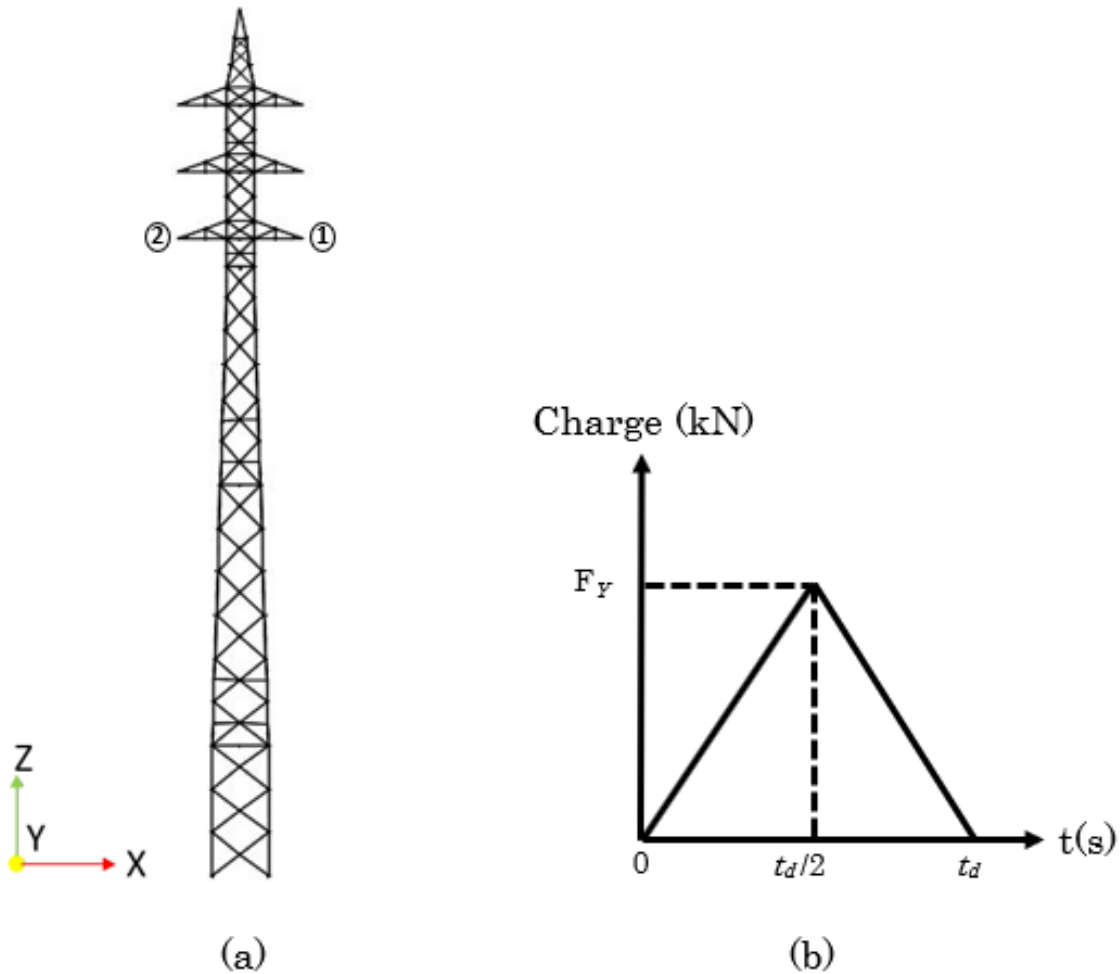


Figure 3.10 Pylône d'étude : (a) points de chargement ; (b) fonction de chargement dynamique

### 3.3 Développement de l'outil de sous-structuration

Dans cette section, la méthodologie proposée pour développer l'outil de calcul numérique de sous-structuration, est présentée. En utilisant l'outil de calcul par sous-structuration les hypothèses de modélisation du pylône étudié diffèrent des hypothèses présentées à la section 2.2 au niveau du choix du type d'éléments finis. Ainsi, à la section 3.3.1, la démarche pour modéliser les sous-structures du pylône d'étude sous *Code\_Aster* est présentée. À la section 3.3.2, la démarche de l'analyse par sous-structuration est présentée. La section 3.3.3 définit les paramètres dynamiques pour les différents cas de chargement (quasi-statique et dynamique). Ensuite, la section 3.3.4 explique comment l'étendue exacte de la sous-structure critique est fixée.

### 3.3.1 Modélisation des sous-structures

En fonction des résultats des analyses sur les structures complètes (modèles 1 au Tableau 3.3), la zone de ruine peut être identifiée. Ensuite, la structure complète peut être décomposée en deux sous-structures, une sous-structure appelée globale et une autre locale. La sous-structure globale représente toute la structure sauf la partie où la zone de ruine est apparue. La sous-structure locale représente la partie où la ruine est apparue. L'étendue exacte de la sous-structure critique (locale) n'est pas encore identifiée à ce stade, mais la démarche de l'identification de l'étendue exacte est présentée à la Section 3.3.4. Les sous-structures numériques (globale et locale) des pylônes à treillis présentés à la Figure 3.5, sont toutes les deux modélisées dans *Code\_Aster* selon des hypothèses de modélisation différentes. La sous-structure globale ayant un comportement bien connu, est modélisée avec des éléments poutres permettant une analyse linéaire. Les effets  $P-\Delta$  ne sont pas pris en compte dans la partie globale. D'autre part, la sous-structure numérique critique est modélisée avec des éléments poutres multifibres permettant l'analyse non-linéaire géométrique et matérielle. Les hypothèses de modélisation et d'analyse de chaque sous-structure (globale et locale) sont montrées au Tableau 3.5.

Tableau 3.5 Hypothèses de modélisation et méthodes d'analyse des sous-structures numériques

Hypothèses de modélisation et méthodes d'analyse	
Sous-structure globale	Sous-structure locale (critique)
analyse linéaire (sans effets $P-\Delta$ )	analyse non-linéaire géométrique et matérielle
éléments poutres POU_D_TG	éléments poutres multifibres POU_D_TGM
excentricités de connexions	excentricités de connexions
rigidité en rotation de connexions	rigidité en rotation de connexions

Les hypothèses de modélisation présentées à la Section 2.2.2 et proposées par Bouchard [2013] pour modéliser l'excentricité de connexion et la rigidité en rotation sont prises en compte dans le modèle.

### 3.3.2 Analyse par sous-structuration

L'outil de calcul numérique par sous-structuration repose sur la méthode de sous-structuration dite *globale* par Lebon [2011]. Avec cette méthode, la structure est modélisée au complet dans le logiciel d'élément finis, en considérant tous les degrés de liberté, incluant ceux de la sous-structure critique mais avec une rigidité très faible. La communication entre les sous-structures se fait à l'aide d'une routine, permettant à chaque pas de temps, l'envoi des déplacements et la récupération des efforts de restitution. Afin de simplifier l'analyse par sous-structuration, il est important de noter que le contrôle des interfaces de

sous-structuration se fait en contrôlant seulement trois degrés de liberté associés au noeud de contrôle. Une comparaison des résultats est effectuée à la Section 4.3.2 du rapport, entre une analyse par sous-structuration avec un contrôle des interfaces en trois et six degrés de liberté, montre que le contrôle des interfaces en trois degrés de liberté est acceptable pour avoir une analyse par sous-structuration réussie. À chaque pas de temps, l'équation de mouvement est solutionnée à l'aide du schéma Rosenbrock-W, qui est programmé dans le fichier de commande du logiciel *Code\_Aster*. Les schémas d'intégration numérique disponibles dans ce logiciel sont majoritairement implicites et inconditionnellement stables et nécessitent généralement une procédure itérative pour converger vers une solution, ce qui fait augmenter le temps de calcul. Pour réduire le temps de calcul, le schéma d'intégration explicite Rosenbrock-W, développé par Lamarche *et al.* [2009] (voir ANNEXE A), sera utilisé.

Le vecteur de déplacement (composé de 3 composantes, associées aux 3DDL), calculé dans la sous-structure globale par le solveur numérique *Code\_Aster*, est ensuite appliqué sur la sous-structure "physique", au niveau des noeuds d'interfaces. Cette sous-structure disposant d'une rigidité réagit par un effort de restitution (trois composantes associées aux 3DDL) qui est envoyé au schéma d'intégration numérique Rosenbrock-W qui attend ces données pour la réalisation du calcul des déplacements au prochain pas de temps. Le calcul des efforts de restitution résultant de la sous-structure critique est effectué dans un processus isolé de celui du schéma Rosenbrock-W, à l'aide d'une analyse statique non-linéaire permettant la représentation du comportement non-linéaire de la sous-structure destinée à être testée expérimentalement.

Une fois la modélisation des sous-structures effectuée (Section 3.3.1), la prochaine étape (Section 3.3.3) est de définir les paramètres dynamiques (pas de temps  $\Delta t$ , taux de chargement  $t_d$  et taux d'amortissement  $\xi$ ), pour réaliser le calcul avec l'outil numérique par sous-structuration. Le calcul se fait selon les étapes 1 à 7 suivantes, comme illustré à la Figure 3.11 :

- tant que (fin de calcul ou ruine de la structure) :
    1. incrémenter le chargement externe  $f_i$  ;
    2. solutionner l'équation de mouvement à l'aide du schéma d'intégration Rosenbrock-W dans la sous-structure globale ;
    3. imposer le vecteur de rotations et déplacements  $\mathbf{x}_{i+1}$  au niveau des noeuds de contrôle de la sous-structure critique (sous-structure locale) ;
-

4. réaliser un calcul incrémental statique non-linéaire avec un contrôle en déplacement de la sous-structure critique (sous-structure locale) ;
5. calculer les efforts de restitution ;
6. imposer le vecteur des efforts de restitution  $\mathbf{r}_{e_{i+1}}$  à la sous-structure globale ;
7. le calcul peut se redémarrer à l'étape 1.

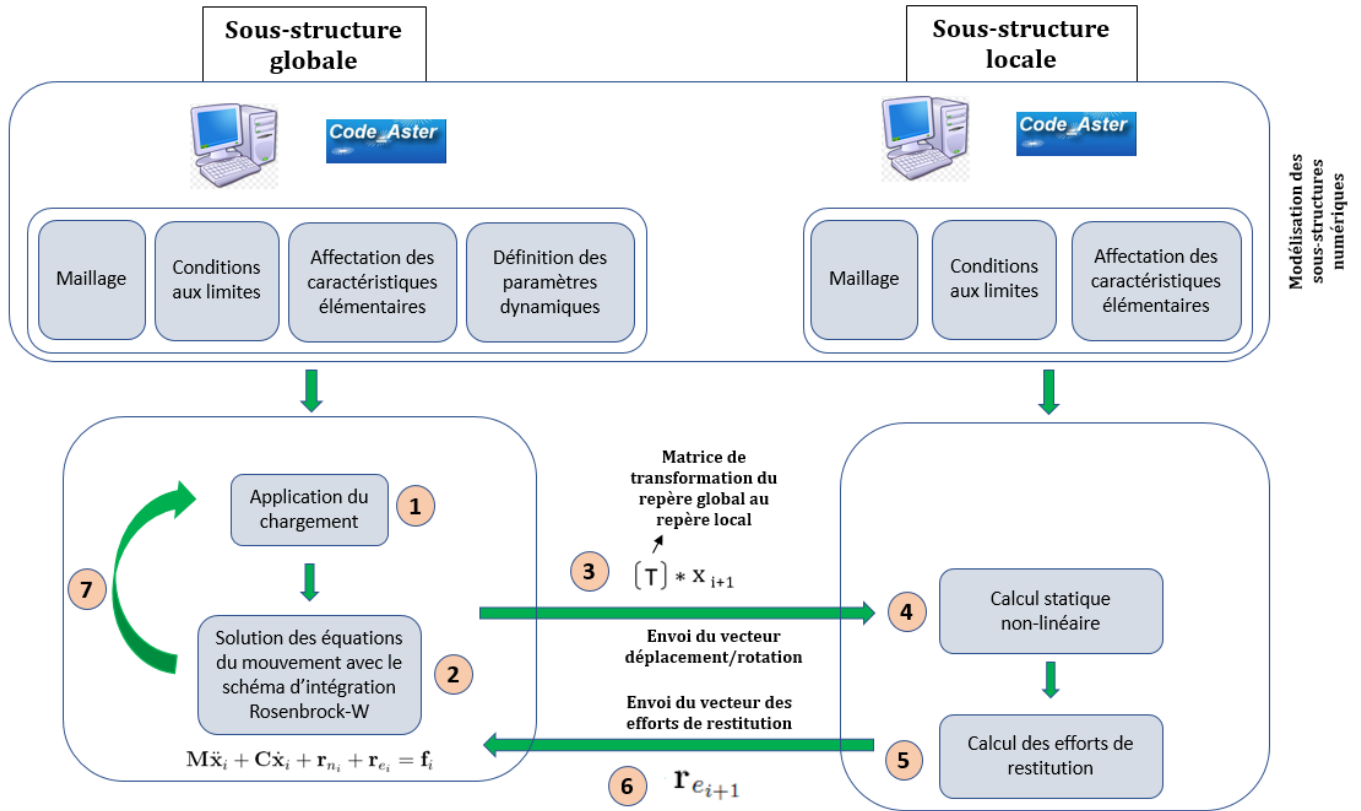


Figure 3.11 Fonctionnement de l'outil de calcul numérique par sous-structuration

### 3.3.3 Définition des paramètres dynamiques

La définition des paramètres dynamiques est une étape très importante de l'essai par sous-structuration car elle peut influencer le comportement de la structure [Béga, 2017]. En utilisant l'outil de calcul numérique par sous-structuration, il est possible de préparer l'essai par sous-structuration en réalisant des études paramétriques au préalable. On sait que les pylônes à treillis sont des structures soumises à des cas de chargements de type quasi-statique (lent) et dynamique (rapide). Il serait donc intéressant de réaliser des calculs à l'aide de l'outil de calcul numérique en appliquant plusieurs types de chargements (vent,

neige, bris de câble, etc.). Dans tous les cas, une étude des paramètres dynamiques est nécessaire avant de réaliser l'essai par sous-structuration au laboratoire.

Prenons l'exemple d'un essai pseudo-dynamique par sous-structuration pour l'évaluation de la résistance d'un pylône à treillis sous un chargement quasi-statique [Loignon *et al.*, 2016]. La méthode d'essais pseudo-dynamiques, plutôt qu'une méthode d'essai quasi-statique, a été choisie par Loignon *et al.* [2016] parce qu'elle permet de contrôler en déplacement la sous-structure au laboratoire, ce qui rend les manoeuvres plus sécuritaires qu'un contrôle en force. De plus, avec cette méthode, il est possible d'appliquer un taux de chargement similaire à celui qui est appliqué pendant les essais de pylônes à treillis à échelle réelle. Pour des essais pseudo-dynamiques de pylônes à treillis soumis à de chargements quasi-statiques, les efforts de restitution dus à la masse et à l'amortissement (provenant de la partie physique) sont négligeables à cause du taux de chargement qui est appliqué lentement et de la faible masse de la structure. L'idéal pour ce type d'essais est de choisir des paramètres dynamiques permettant la réalisation d'un essai de durée raisonnable, afin d'étaler les charges durant le temps, tout en négligeant les effets dynamiques qui peuvent causer des problèmes de contrôle au laboratoire et affecter la précision des résultats.

Dans le cadre du présent projet, les trois paramètres qui vont être étudiés sont : le pas de temps, le taux de chargement et le taux d'amortissement. La définition de chaque paramètre est expliquée par type de chargement (quasi-statique et dynamique) dans les paragraphes suivants.

### Chargement quasi-statique

#### – Pas de temps $\Delta t$ :

Dans le cadre de ce projet, le schéma de Rosenbrock-W est utilisé pour solutionner l'équation du mouvement dynamique. L'influence du pas de temps sur la précision du calcul a été étudiée par Lamarche *et al.* [2009] pour le schéma Rosenbrock-W. Cette étude est généralisée pour tout type de structure. En connaissant la période propre de la structure d'étude, il est possible de trouver un pas de temps petit permettant de minimiser l'erreur commise sur la période et l'amplitude. Pour le cas du pylône BSD, le pas de temps de calcul dynamique  $\Delta t$  est fixé à 0,02 s, ce qui correspond à un rapport de pas de temps sur la période fondamentale  $\Delta t/T = 0,041$ . Alors que pour le cas du pylône H2NT1Y, le pas de temps de calcul  $\Delta t$  est fixé à 0,01 s par Loignon *et al.* [2016]. Il est à noter que, pour les analyses sur le pylône H2NT1Y, les mêmes paramètres dynamiques (pas de temps et taux de chargement) définis par

Loignon *et al.* [2016] sont réutilisés pour avoir une bonne comparaison par rapport aux résultats d'essais.

– Taux de chargement  $F/t_d$  :

Dans ce projet, le taux de chargement est défini comme étant l'incrément de charge par unité de temps. En connaissant la charge maximale  $F$  appliquée sur la structure, le temps de chargement représente la durée totale d'application des charges. Quand  $t_d$  est grand, le temps d'application devient très lent et le taux de chargement devient petit. Béga [2017] calcule l'écart relatif entre la réponse statique et dynamique des oscillateurs élémentaires dissipatifs et conservatifs. Pour le cas d'un oscillateur conservatif, il a caractérisé l'écart entre la réponse dynamique et statique en fonction de la période propre du système et le temps de chargement. Il démontre que pour un système donné, l'écart relatif entre la réponse statique et dynamique est très faible quand la durée de chargement  $t_d$  devient très grande (voir équation 3.5). La formule développée par Béga [2017] pour le calcul de l'erreur relative  $e_r$  peut être écrite sous la forme :

$$e_r = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{T}{t_d} \right) \quad (3.5)$$

Cette formule est proportionnelle au rapport  $t_d/T$ . Pour une charge monotone l'erreur relative  $e_r$  diminue lorsque le temps de chargement  $t_d$  augmente. Lors des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration pour l'évaluation de la résistance des pylônes à treillis, les charges sont souvent appliquées très lentement suivant une rampe linéaire. Dans ce cas-ci, il devient utile d'utiliser les formules développées par Béga [2017] afin de définir un taux de chargement raisonnable avec une faible erreur entre la réponse statique et dynamique. Pour ce faire, il suffit de connaître la période propre du premier mode de vibration de la structure.

Une étude paramétrique du taux de chargement est effectuée sur le pylône BSD, soumis à un chargement quasi-statique, pour montrer l'influence du rapport  $F/t_d$  sur le comportement de la structure en utilisant la stratégie de sous-structuration. Pour cette analyse le chargement  $F$  est fixé alors que le temps de chargement  $t_d$  est variable. Plusieurs analyses sont effectuées avec des rapports  $t_d/T$  différents. Pour chaque simulation, l'erreur relative entre la réponse dynamique et statique est calculée analytiquement avec les formules de Béga [2017]. L'effet du taux de chargement sera étudié, dans ce projet, en utilisant la stratégie de sous-structuration proposée afin de minimiser l'erreur relative  $e_r$  et trouver un taux de chargement approprié permettant de reproduire le cas de chargement quasi-statique. Parce qu'on s'intéresse à l'étude de l'effet du taux de chargement tout seul, aucun amortisse-



ment n'est introduit dans le modèle. L'étude est menée pour des rapports  $t_d/T \in \{8, 0; 16, 0; 20, 0; 26, 0\}$  ce qui donne des valeurs de  $t_d \in \{3, 92; 7, 84; 9, 8; 12, 74\}$  s lorsque  $T$  prend la valeur de 0,49 s la période fondamentale du pylône BSD.

– Taux d'amortissement  $\xi$  :

Le taux d'amortissement est un facteur important à prendre en compte dans le cas des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration. En introduisant l'amortissement dans une structure, une partie de l'énergie va être dissipée par celle-ci. Cette dissipation d'énergie se traduit par une diminution de l'amplitude des oscillations ainsi qu'un allongement de la période. Dans le cas des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration de Loignon *et al.* [2016], il a été nécessaire d'introduire de l'amortissement dans le modèle numérique, au niveau de la sous-structure globale, afin de diminuer l'amplitude des oscillations de la structure (causé principalement par le glissement de boulons) et éviter des problèmes de contrôle au laboratoire. Pour étudier l'effet du taux d'amortissement sur le comportement de la structure, plusieurs analyses sont menées pour un taux de chargement donné, sur le pylône BSD, avec plusieurs taux d'amortissement  $\xi \in \{0\%; 2\%; 5\%; 20\%\}$ . L'amortissement de Rayleigh présenté à la Section 3.2.2 est utilisé pour modéliser l'amortissement de la structure. Il est attendu que l'introduction de l'amortissement dans le modèle numérique va atténuer l'effet dynamique, ce qui est l'idéal pour étudier le comportement statique de la structure.

## Chargement dynamique

– Pas de temps  $\Delta t$  :

Tout d'abord, un pas de temps  $\Delta t = 0,01$  s est utilisé, comme dans le cas de chargement quasi-statique. Cependant, comme il s'agit d'un cas de chargement dynamique, d'autres pas de temps plus raffinés sont aussi étudiés à la Section 4.3.

– Taux de chargement  $F/t_d$  :

Les pylônes à treillis sont des structures qui peuvent être exposées à des chargements dynamiques tels que des chargements provenant d'un bris de câble, d'un vent turbulent, etc. Dans cette partie, le comportement dynamique de la structure soumise à un bris de câble (charge de type choc) sera modélisé. La fonction de chargement choisie est celle d'une charge impulsionnelle triangulaire. Le taux de chargement est défini de manière à reproduire le comportement réel de la structure basé sur des taux de chargement utilisés dans la littérature. La fonction de chargement dynamique est présentée à la Section 3.2.2. En utilisant l'outil de calcul numérique, il est avantageux

de réaliser des études paramétriques afin d'analyser l'effet du taux de chargement sur la réponse de la structure.

– Taux d'amortissement  $\xi$  :

Pour le cas d'un chargement dynamique, le taux d'amortissement est défini de manière à représenter le comportement structural réel de la structure. Taillon *et al.* [2012] ont évalué la rigidité et le taux d'amortissement d'un pylône à treillis sous des cas de chargements dynamiques. En se basant sur les mesures du taux d'amortissement obtenus, pendant les travaux de Taillon *et al.* [2012], un taux d'amortissement  $\xi$  de 1 % peut être utilisé dans le cadre de ce projet.

### 3.3.4 Identification des sous-structures critiques

Ayant l'objectif de préparer un essai par sous-structuration, la prochaine étape est la validation du choix des sous-structures critiques. Dans le cadre de ce projet, deux méthodes d'analyse seront utilisées afin d'identifier les sous-structures critiques qui vont être testées pendant les essais pseudo-dynamiques par sous-structuration :

1. Méthode pushover :

La première méthode étudiée est la méthode statique non-linéaire incrémentale (pushover). Elle apporte une solution pour l'étude des structures complexes ayant de fortes non-linéarités matérielles et géométriques, comme pour le cas des pylônes à treillis. La charge est appliquée graduellement jusqu'à l'atteinte d'une ruine du pylône. Cette analyse statique incrémentale permet donc d'évaluer la résistance globale et le mode de ruine du pylône. Avec un calcul en statique non-linéaire sur le pylône complet, il est possible d'identifier la sous-structure la plus sensible, puisqu'elle permet d'identifier les éléments causant la ruine du pylône.

2. Méthode numérique par sous-structuration :

La méthode numérique par sous-structuration est la méthode utilisée dans l'outil de calcul développé pour ce projet. Cette méthode a l'avantage de reproduire ce qui se passe pendant les essais pseudo-dynamiques par sous-structuration au laboratoire. De plus, avec cette méthode numérique, il est possible de détecter les problèmes d'interface et de propagation d'erreurs entre les sous-structures. L'outil de calcul numérique par sous-structuration sera utilisé pour valider le choix des sous-structures critiques. En utilisant cet outil, il est possible de réaliser plusieurs simulations numériques en faisant varier l'étendue  $H$  des sous-structures. Ceci en modifiant la position des noeuds d'interfaces (noeuds de contrôle) d'un modèle à l'autre (voir Figure 3.12).

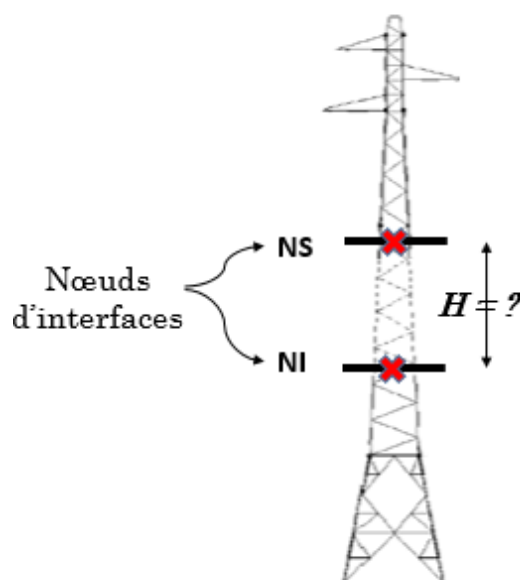


Figure 3.12 Variation des noeuds d'interfaces

### 3.4 Comparaison des méthodes d'analyse

La Figure 3.13 représente la variation de la complexité du comportement d'un pylône à treillis en fonction du degré d'interaction entre les différentes sous-structures de ce pylône. En fonction de la complexité de la modélisation et du degré d'interaction, des méthodes d'essais et d'analyse sont proposées pour étudier le comportement du pylône. À la Figure 3.13, dans le cas où le comportement du pylône est complexe et l'interaction entre les sections (sous-structures) du même pylône est faible, des essais sur sections de pylônes peuvent être effectuées. Ces essais consistent à réaliser des essais en laboratoire sur des sections isolées du reste du pylône (sans aucune interaction avec d'autres sections). Plusieurs simulations, utilisant la méthode pushover et la méthode par sous-structuration, seront effectuées afin de connaître le degré d'interaction entre les différentes sous-structures du pylône BSD. Généralement, le comportement d'un pylône à treillis est relativement complexe à cause des non-linéarités géométriques et matérielles présentes dans la structure. À partir des résultats obtenus des simulations, il est possible de connaître le degré d'interaction

entre les différentes sous-structures du pylône BSD. En fonction du degré d'interaction et du comportement de la structure, il est possible d'avoir une réponse, i.e confirmer ou infirmer, la pertinence de réalisation d'essais hybrides avec sous-structures (voir Figure 3.13). Quand le degré d'interaction entre les sous-structures d'un pylône à treillis est élevé et que le comportement est non-linéaire, la réalisation des essais hybrides avec sous-structures devient intéressante pour représenter le comportement réel de la structure complète. En se basant sur les résultats des simulations numériques (par sous-structuration et pushover) et sur la Figure 3.13, la partie de la question de recherche concernant la pertinence peut être répondue. La comparaison des résultats des méthodes d'analyse sont montrés aux Sections 4.2.1 et 4.3.2.

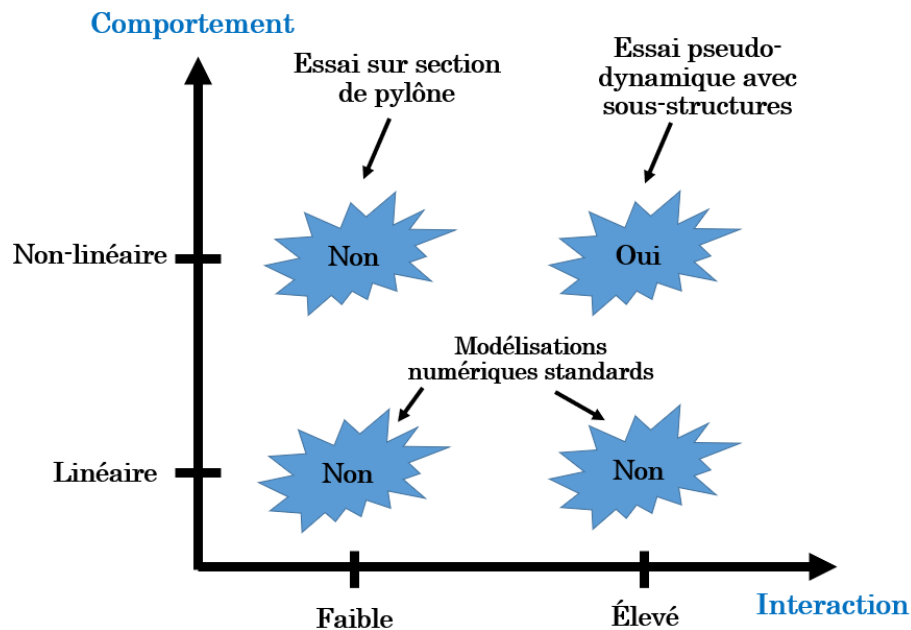


Figure 3.13 Pertinence d'essais pseudo-dynamiques avec sous-structures

## 3.5 Étude de flexibilité du montage

La Figure 3.14 présente la conception préliminaire d'une station d'essais conçue pour tester des pylônes à treillis à l'Université de Sherbrooke. La station d'essais permet d'appliquer les déplacements provenant du solveur numérique et mesurer les efforts de restitution. La station est composée d'une croix, de poutres, de quatre vérins hydrauliques et d'éléments d'ancrage. Deux vérins sont placés horizontalement pour appliquer les déplacements horizontaux et deux autres sont placés verticalement pour appliquer les déplacements verticaux et les rotations. La station d'essais prévue permet d'appliquer des déplacements et des rotations dans un plan. Les déplacements et les rotations hors plan provenant d'un cas de chargement combiné (e.g., charge de vent, charge résultant d'un bris de câbles) ne sont pas contrôlés.

En fonction de l'étendue des sous-structures critiques identifiée à la section 3.3.4, la station d'essais proposée ci-dessous sera étudiée en utilisant l'outil de calcul numérique par sous-structuration. La station d'essais sera modélisée numériquement de façon relativement simple (avec des éléments poutres) pour étudier l'influence de la flexibilité du montage sur la réponse du calcul numérique par sous-structuration. Pour les essais par sous-structuration, il est important de concevoir un montage rigide afin d'appliquer convenablement les déplacements. Cette étude peut être effectuée en vérifiant que les déplacements provenant de la sous-structure globale sont bien transférés à la sous-structure critique au niveau du noeud de contrôle. Les résultats de cette étude sont montrés à la section 4.4. La réalisation des essais par sous-structuration au laboratoire sort du cadre de ce projet. L'outil est développé uniquement pour préparer et vérifier la pertinence des essais par sous-structuration.

L'étude de flexibilité du montage peut être effectuée de manières théorique ou numérique. Dans cette partie, les deux méthodes sont présentées. La première méthode, consiste à résoudre un système poutre-colonne simplifié du montage d'essais à l'aide de la méthode de flexibilité. La deuxième méthode consiste à modéliser le même montage d'essais en utilisant des éléments finis de type poutre et à le résoudre par la méthode des éléments finis.

---

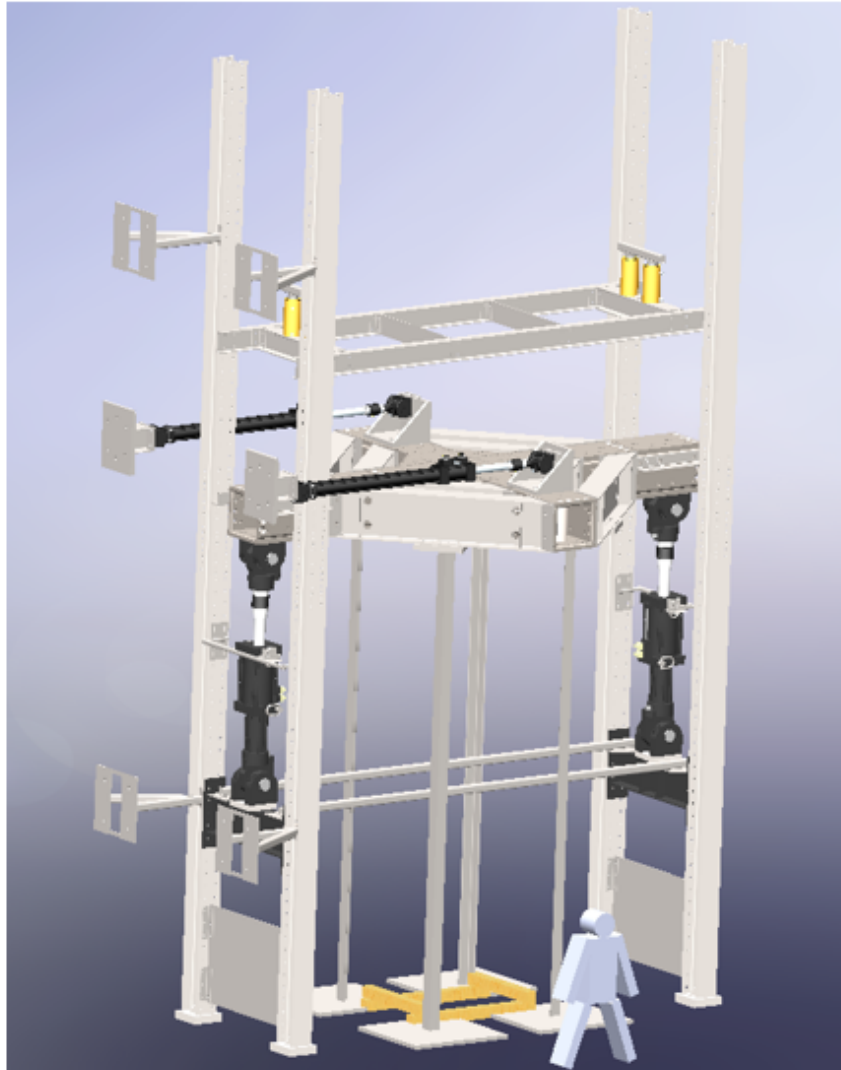


Figure 3.14 Montage d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration à échelle réelle

### 3.5.1 Étude théorique

La Figure 3.15 représente le modèle simplifié de la station d'essais et de la sous-structure critique. Le montage est représenté par une poutre connectée à une colonne qui représente la sous-structure critique du pylône d'étude.  $H$  et  $L$  représentent respectivement la hauteur de la sous-structure critique du pylône et la longueur de la poutre de transfert.  $EI_b$  et  $EI_c$  représentent respectivement les rigidités en flexion de la poutre et de la colonne. Il convient de noter que la matrice de rigidité globale du système  $\mathbf{K}$  va dépendre de la rigidité de la poutre et celle de la colonne ( $\mathbf{K} = f(EI_b, EI_c)$ ). La seule inconnue du système à solutionner est la rotation  $\theta_r$  du noeud de contrôle situé au niveau de la jonction de la poutre et de la colonne. La méthode de flexibilité a été choisie pour calculer la rotation  $\theta_r$  du système

en fonction de la rigidité de la poutre et celle de la colonne. Pour mieux comprendre la fonctionnalité du montage d'essais, deux systèmes sont proposés, soit, en premier, le système avec 3 DDL et ensuite celui avec 4 DDL. En utilisant la méthode de flexibilité, la résolution du système est effectuée selon l'équation suivante :

$$\mathbf{u} = \mathbf{F}\mathbf{p} \quad (3.6)$$

où  $\mathbf{u}$  et  $\mathbf{p}$  sont respectivement le vecteur de déplacement/rotation et de chargement externe. La matrice  $\mathbf{F}$  représente la matrice de flexibilité du système. Pour calculer la rotation exacte, qui est la solution du problème, la méthode de flexibilité est appliquée sur deux systèmes. La Figure 3.15 illustre les deux systèmes avec les degrés de liberté associés. En appliquant la méthode de flexibilité au système à trois degrés liberté, l'équation 3.6 peut être écrite :

$$\begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} \end{pmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

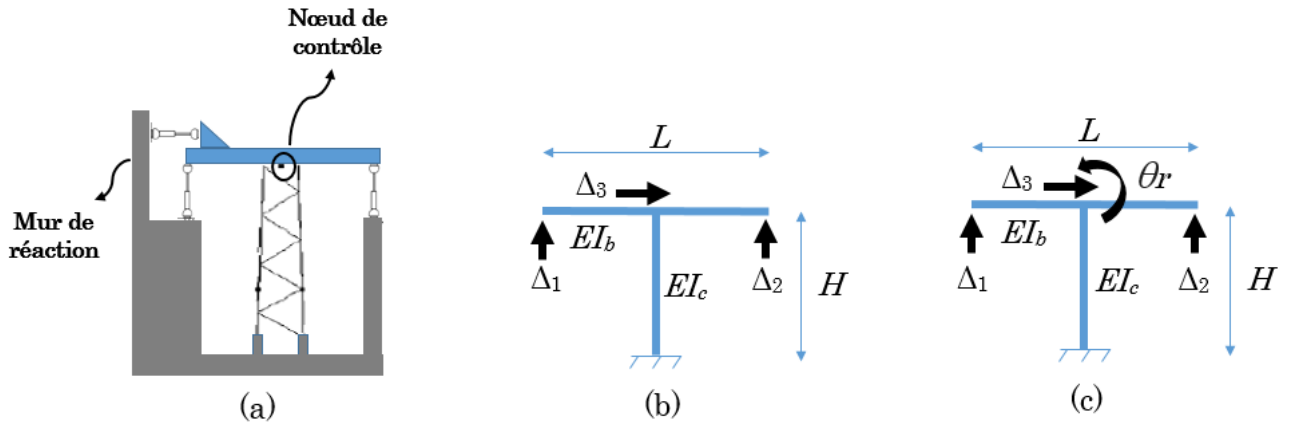


Figure 3.15 Étude de flexibilité : (a) montage d'essais ; (b) système à trois degrés liberté ; (c) système à quatre degrés liberté ;

En première étape, à partir du système à trois degrés de liberté (Figure 3.15(b)), il est possible de calculer les réactions  $p_1$ ,  $p_2$  et  $p_3$  résultant des déplacements imposés  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$ . Le calcul des coefficients de flexibilité  $f_{ij}$  a été effectué en utilisant les intégrales de Mohr (voir Tableau 3.6). Il s'agit d'un système de trois équations à trois inconnues. Il est donc possible de calculer les trois inconnues du problème qui sont  $p_1$ ,  $p_2$  et  $p_3$ . Pendant les essais pseudo-dynamiques par sous-structuration, on considère que le déplacement suivant le degré de liberté 3 ( $\Delta_3=0$ ) est contrôlé par les vérins horizontaux qui seront mis en place.

Tableau 3.6 Coefficients de flexibilité - système à trois degré de liberté

Coefficients de flexibilité	
$f_{11}$	$L^3/24EI_b + HL^2/4EI_c$
$f_{22}$	$L^3/24EI_b + HL^2/4EI_c$
$f_{33}$	$H^3/3EI_c$
$f_{12}, f_{21}$	$-H^2L/4EI_c$
$f_{13}, f_{31}$	$-H^2L/4EI_c$
$f_{23}, f_{32}$	$H^2L/4EI_c$

C'est pour cela que le déplacement  $\Delta_3$  est supposé nul dans cette étude.

En appliquant la méthode de flexibilité au système à quatre degrés liberté, l'équation 3.7 peut être réécrite :

$$\begin{bmatrix} \Delta_1 \\ \Delta_2 \\ 0 \\ \theta_r \end{bmatrix} = \begin{pmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & f_{14} \\ f_{21} & f_{22} & f_{23} & f_{24} \\ f_{31} & f_{32} & f_{33} & f_{34} \\ f_{41} & f_{42} & f_{43} & f_{44} \end{pmatrix} \cdot \begin{bmatrix} p_1 \\ p_2 \\ p_3 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

En deuxième étape, à partir du système à quatre degrés de liberté, il est possible de calculer la seule inconnue du problème qui est la rotation  $\theta_r$ . Les déplacements imposés  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$  ainsi que les réactions  $p_1$ ,  $p_2$  et  $p_3$  sont ceux calculés à l'équation 3.7. Il reste uniquement à calculer les coefficients de flexibilité manquants ( $f_{14}$ ,  $f_{24}$  et  $f_{34}$ ) pour trouver l'inconnue  $\theta_r$ . Les coefficients de flexibilité manquants  $f_{14}$ ,  $f_{24}$  et  $f_{34}$  sont montrés au Tableau 3.7.

Tableau 3.7 Coefficients de flexibilité manquants - système à quatre degré de liberté

Coefficients de flexibilité	
$f_{14}, f_{41}$	$-HL/2EI_c$
$f_{24}, f_{42}$	$HL/2EI_c$
$f_{34}, f_{43}$	$H^2/2EI_c$

Ensuite, la rotation de contrôle  $\theta_c$  peut être calculée par l'équation suivante en supposant que la poutre est rigide :

$$\sin(\theta_c) = \frac{2\Delta}{L} \quad (3.9)$$

où  $\Delta = \Delta_1 = \Delta_2$  est le déplacement imposé aux extrémités de la poutre.



Cette étude théorique est utilisée pour étudier la flexibilité de deux montages d'essais. Le premier est le montage d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration à échelle réelle réduite conçu par Loignon *et al.* [Loignon *et al.*, 2016], et le deuxième est celui à échelle réelle présenté à la Figure 3.14.

### 3.5.2 Étude numérique

En utilisant la stratégie de sous-structuration, l'étude numérique de flexibilité du montage consiste à modéliser numériquement les montages d'essais pseudo-dynamique par sous-structuration, de façon relativement simple, pour avoir une idée au préalable de la flexibilité et voir son effet sur le comportement global de la structure. Pour ce faire, une étude paramétrique du rapport des seconds moments d'inertie  $I_b/I_c$  est effectuée afin de fixer le rapport  $I_b/I_c$  optimal permettant d'éviter toute flexibilité dans le montage. Généralement le second moment d'inertie de la sous-structure  $I_c$  est fixe parce que c'est la sous-structure critique du pylône qui va être testée et qui est non modifiable. La variation peut donc être faite sur le second moment d'inertie de la poutre  $I_b$ . Cette étude numérique est effectuée sur les deux montages présentés précédemment. Les modèles par éléments finis ainsi que les conditions aux limites entre la poutre de transfert et le spécimen sont expliqués à la Section 4.4.2.

---



# CHAPITRE 4

## ÉTUDE DE CAS

Dans cette partie du mémoire, les résultats obtenus de plusieurs analyses numériques sont présentés. Tout d'abord, un modèle préliminaire, composé de deux barres en parallèle, soumis à un effort de traction est développé afin de valider la fonctionnalité de l'outil de sous-structuration de ce projet. Ensuite, deux études de cas sont effectuées sur des structures de pylônes différentes. Les analyses sont décomposées en fonction du type de chargement appliqué sur la structure (quasi-statique statique et dynamique). L'influence de la flexibilité du montage d'essais pseudo-dynamiques sur le comportement de la structure est aussi étudiée.

### 4.1 Validation de l'outil de calcul par sous-structuration

Afin de valider le fonctionnement de l'outil de calcul par sous-structuration, le modèle préliminaire illustré à la Figure 4.1 est développé. Il s'agit d'un modèle simplifié, composé de deux éléments finis de type poutre. Les deux éléments sont fixés à la base par un noeud commun. Une longueur de 1,0 m est affectée aux éléments. La section transversale est carrée de dimensions 0,1 x 0,1 m. Les déplacements ont été bloqués à la base de chaque élément. À la Figure 4.1, les deux éléments sont séparés afin de mieux visualiser le problème, mais dans la réalité ces deux éléments sont confondues (éléments en parallèle). Ces deux éléments sont connectés avec un noeud de chargement commun. Ils ont les mêmes caractéristiques géométriques et matérielles. Ces caractéristiques sont montrées au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 Caractéristiques du modèle préliminaire

Géométriques		Matérielles	
Longueur	1,0 m	Module d'élasticité $E$	200,0 GPa
Largeur	0,1 m	Masse volumique	7850 kg/m <sup>3</sup>
Épaisseur	0,1 m	$h = E/10$	20,0 GPa

Dans les prochains paragraphes, deux analyses sur le modèle préliminaire sont effectuées. Tout d'abord, en raison de la loi de comportement élasto-plastique choisie pour le matériau du modèle préliminaire, une analyse statique non-linéaire est effectuée et est considérée comme étant l'analyse de référence pour comparaison à l'analyse par l'outil de sous-

structuration qui va être réalisée par la suite. Ensuite, la deuxième analyse consiste à utiliser la stratégie par sous-structuration de l'outil développé dans ce projet, soit la stratégie expliquée à la Section 3.3.2 du mémoire. Afin de bien comparer les résultats entre l'analyse statique non-linéaire et l'analyse par sous-structuration, le modèle est composé de deux éléments, soit les éléments NUM et EXP.

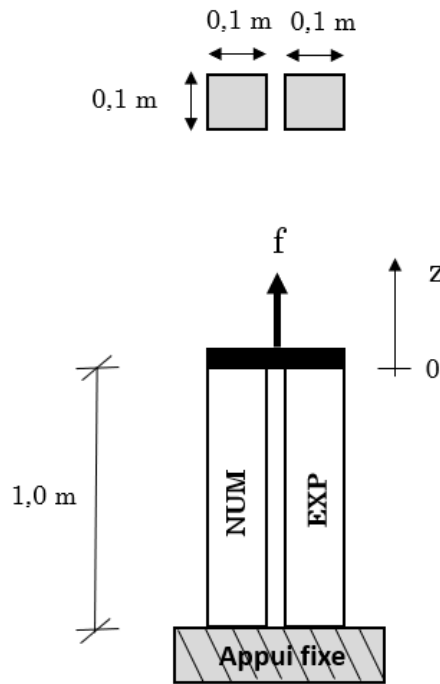


Figure 4.1 Modèle préliminaire soumis à un effort de traction

Dans cette partie, une analyse statique non-linéaire incrémentale est effectuée sur le modèle présenté à la Figure 4.1. Il est important de noter qu'avec cette analyse, aucune sous-structuration n'est effectuée. L'élément NUM est modélisé avec l'élément poutre multifibre (voir Section 2.2.1) ayant un comportement linéaire élastique, alors que l'élément EXP quant à lui est modélisé avec l'élément poutre multifibre ayant un comportement non-linéaire matériel et géométrique. Un comportement matériel bilinéaire est affecté à l'élément EXP en utilisant la loi présentée à la Figure 3.6, mais avec une pente post-élastique  $h = E/10 = 20,0 \text{ GPa}$ . Une limite élastique  $F_y = 250 \text{ MPa}$  est affectée pour les deux éléments. Un effort de traction  $\mathbf{f} = 10,0 \text{ MN}$  est appliqué, selon l'axe Z, de façon incrémentale avec un contrôle de force. L'effort de traction est appliqué en utilisant plusieurs incréments afin d'assurer une bonne convergence du modèle. Les résultats obtenus de l'analyse statique non-linéaire incrémentale sont montrés à la Figure 4.3.

La Figure 4.2 présente un modèle idéalisé de l'application de la méthode par sous-structuration sur le modèle préliminaire. Un système mécanique de masse-ressort est utilisé afin de mieux expliquer la méthode de sous-structuration. L'élément nommé NUM à la Figure 4.1, est représenté par un système mécanique de masse-ressort au niveau de la sous-structure numérique à la Figure 4.2. De la même manière que l'élément NUM, l'élément EXP est également représenté par un système de masse-ressort, au niveau de la sous-structure expérimentale, à la Figure 4.2. Tel que présenté à la Figure 4.2, la matrice de masse totale du système est composée des matrices de masse  $\mathbf{M}_e$  et  $\mathbf{M}_n$ . Il est à noter qu'aucun amortissement n'est ajouté au modèle. La matrice de rigidité totale du système est composée des matrices de rigidité  $\mathbf{K}_e$  et  $\mathbf{K}_n$ . En ce qui concerne les hypothèses de modélisation, l'élément NUM est modélisé avec l'élément *POU\_D\_TG* ayant un comportement linéaire élastique alors que l'élément EXP est modélisé avec l'élément poutre multifibre *POU\_D\_TGM* permettant de prendre en compte le comportement non-linéaire matériel et géométrique. De la même manière qu'à l'analyse statique non-linéaire, le comportement non-linéaire matériel de l'élément EXP est modélisé avec un comportement bilinéaire avec une pente post-élastique  $h$  de 20,0 GPa. La charge  $f(t)$  de 10,0 MN est appliquée assez lentement suivant une rampe linéaire en utilisant un pas de temps  $\Delta t$  de 0,01 s.

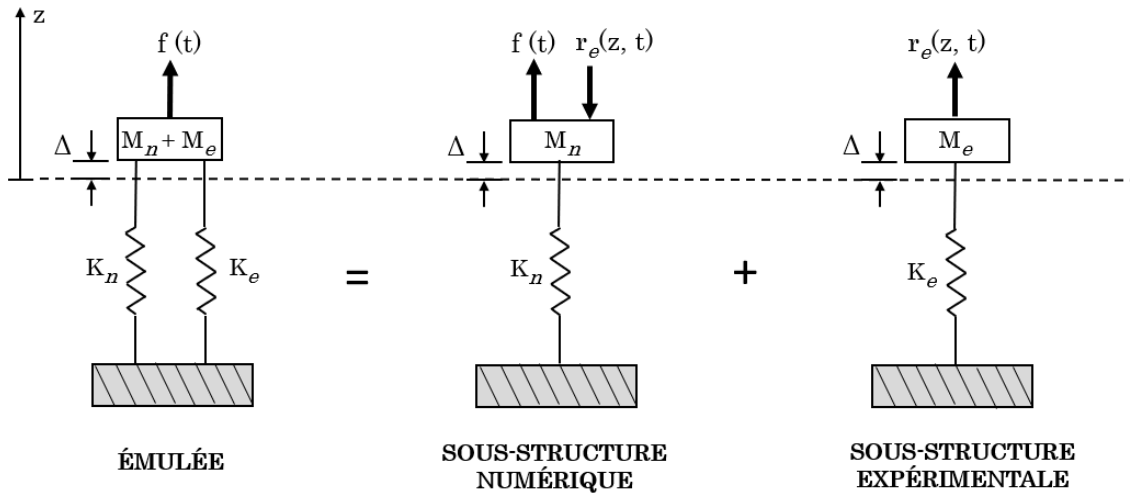


Figure 4.2 Application de l'outil de sous-structuration sur le modèle préliminaire

La Figure 4.3 présente l'effort axial en fonction du déplacement résultant au noeud d'application de la charge. Les résultats de l'analyse par sous-structuration et ceux de l'analyse statique non-linéaire (sans sous-structuration) concordent parfaitement. Au début des analyses, l'effort axial varie linéairement selon une pente de rigidité de 4000,0 kN/mm pour atteindre un effort de 5000,0 kN et un déplacement de 1,25 mm dans le domaine élastique. Ensuite, l'effort axial varie de façon linéaire selon la pente de rigidité de 2200,0 kN/mm

pour atteindre un déplacement maximal de 3,52 mm. Cette comparaison des résultats permet de valider le fonctionnement de l'outil par sous-structuration.

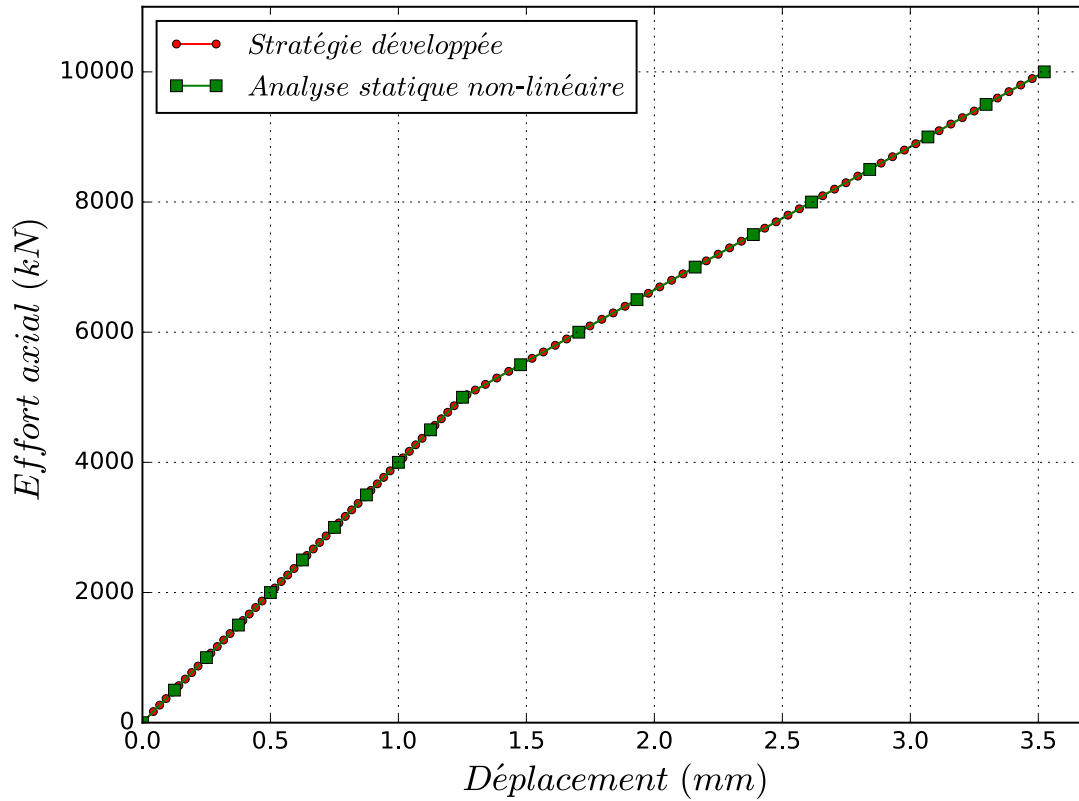


Figure 4.3 Évolution de l'effort axial total des deux éléments en fonction du déplacement axial

## 4.2 Chargement quasi-statique

Dans cette section, deux pylônes à treillis soumis à un chargement quasi-statique sont étudiés. Le premier est le pylône BSD à échelle réelle. Le second est le pylône H2NT1Y à échelle réduite, celui testé par Loignon *et al.* [2016].

### 4.2.1 Pylône BSD

Dans cette section, le pylône BSD soumis à un chargement quasi-statique est étudié. Tel que présenté au Tableau 3.3, au début, une analyse statique non-linéaire est effectuée afin d'étudier le comportement du pylône soumis à un chargement quasi-statique appliqué sur les consoles et sur le fût du pylône. Ensuite, une identification de la sous-structure critique est effectuée. L'étape qui suit est celle consistant à effectuer une analyse pseudo-dynamique à l'aide de l'outil présenté à la Section 3.3 du rapport. Cette analyse consiste à effectuer une analyse pseudo-dynamique en utilisant un taux de chargement  $F/t_d$  petit ( $t_d$  grand). Une étude paramétrique des intrants de résolution dynamiques (paramètres dynamiques) de l'analyse pseudo-dynamique est également effectuée. Une analyse en statique non-linéaire sur uniquement la sous-structure critique est effectuée par la suite. Enfin, une comparaison des résultats entre les analyses des deux modèles précédents (statique non-linéaire sur la structure complète et statique sur la sous-structure critique) et celle de l'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration est effectuée.

#### Cas de chargement et géométrie

Le cas de chargement choisi pour l'analyse du pylône est celui sans vent pour 45 mm de glace sur les conducteurs, tel que déterminé par Hydro-Québec pour ce pylône. Le matériau considéré est l'acier. Il est modélisé avec un comportement élasto-plastique bilinéaire ayant une limite élastique  $F_y = 380$  MPa, un module d'élasticité  $E = 200\,000$  MPa et un module tangent  $h = E/100$  comme proposé dans l'Eurocode 3 [Eurocode, 2004]. Le pylône d'étude mesure 39,95 m en hauteur et est encastré à la base. Les charges appliquées sur le pylône sont composées du poids propre de la structure, de charges verticales et de charges horizontales (voir Tableau 4.2). Ces charges sont appliquées aux points d'application, allant de 1 jusqu'à 14, comme montré à la Figure 4.4. Il est à noter que les charges verticales réparties aux points 8 à 14 sont appliquées sur chaque membrure principale (voir la coupe A-A de la Figure 4.4).

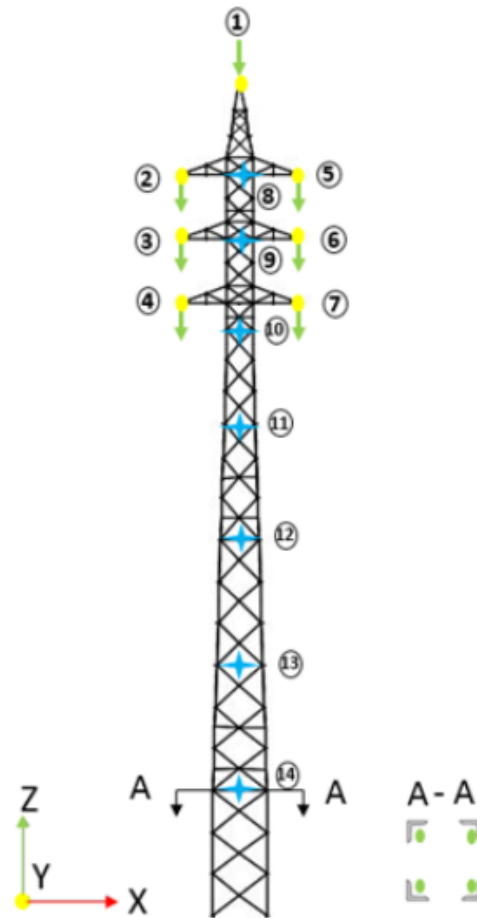


Figure 4.4 Points de chargement

Tableau 4.2 Intensités de chargement

Point de chargement	dir. Y (kN)	dir. Z (kN)
1	-34,00	-37,15
2	-18,48	-41,25
3	-18,48	-46,63
4	-18,48	-45,07
5	-18,48	-41,25
6	-18,48	-46,63
7	-18,48	-45,07
8	-	-4,02
9	-	-5,47
10	-	-8,22
11	-	-3,85
12	-	-5,67
13	-	-5,60
14	-	-5,85



**Analyse statique non-linéaire (pushover)**

Une analyse statique non-linéaire de l'ensemble de la structure est réalisée afin d'identifier la sous-structure critique, i.e. la sous-structure où la ruine apparaît. L'analyse statique non-linéaire est réalisée incrémentalement. Au début de l'analyse, les charges sont appliquées aux points d'application de chargement (voir Tableau 4.2) de façon incrémentale avec un contrôle de force jusqu'à ce qu'une instabilité apparaisse en visualisant la déformée de la structure. Ensuite pour poursuivre l'analyse, la méthode de la longueur d'arc est utilisée. La déformée après flambement de la structure est montrée à la Figure 4.5. L'instabilité survient à une charge critique  $\lambda$  d'environ 120 % du cas de chargement présenté au Tableau 4.2. Le paramètre normalisé  $\lambda$  correspond au niveau de charge maximal atteint au cours de l'analyse divisé par la somme des charges au Tableau 4.2.

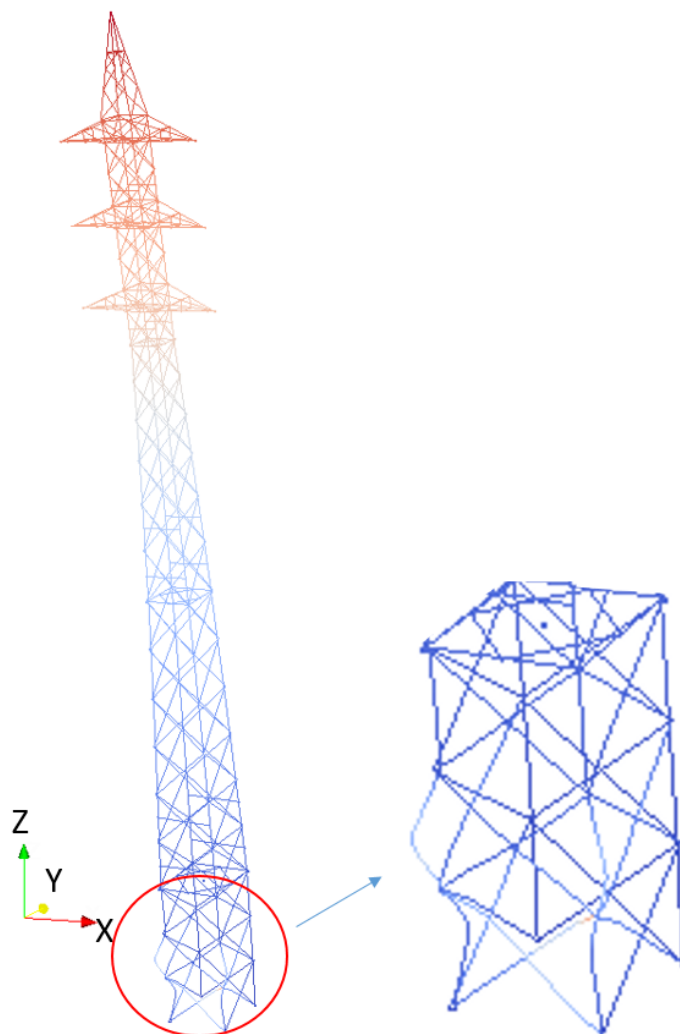


Figure 4.5 Déformée de la structure

### Identification de la sous-structure critique

Lors d'une simulation hybride, les déplacements et la rotation obtenus à partir du schéma d'intégration numérique sont appliqués à la sous-structure critique à travers un noeud de contrôle situé au centre d'une surface de contrôle rigide (rigide dans le plan X-Y et hors du plan). Pour ce cas d'étude, le noeud de contrôle est situé au centre de gravité de la section transversale de la sous-structure critique dans le plan X-Y. Pour s'assurer que l'hypothèse de la surface rigide n'influence pas le mode de ruine du pylône, deux analyses pushover supplémentaires ont été effectuées. L'une comprenant une surface rigide à 6 m de la base et l'autre comprenant une surface rigide à 8 m de la base (voir Figure 4.6(a)). Les déformées obtenues à partir de ces analyses et le facteur  $\lambda$  associé sont montrés à la Figure 4.6(b). Les résultats de ces deux analyses pushover sont très similaires en termes de niveaux de

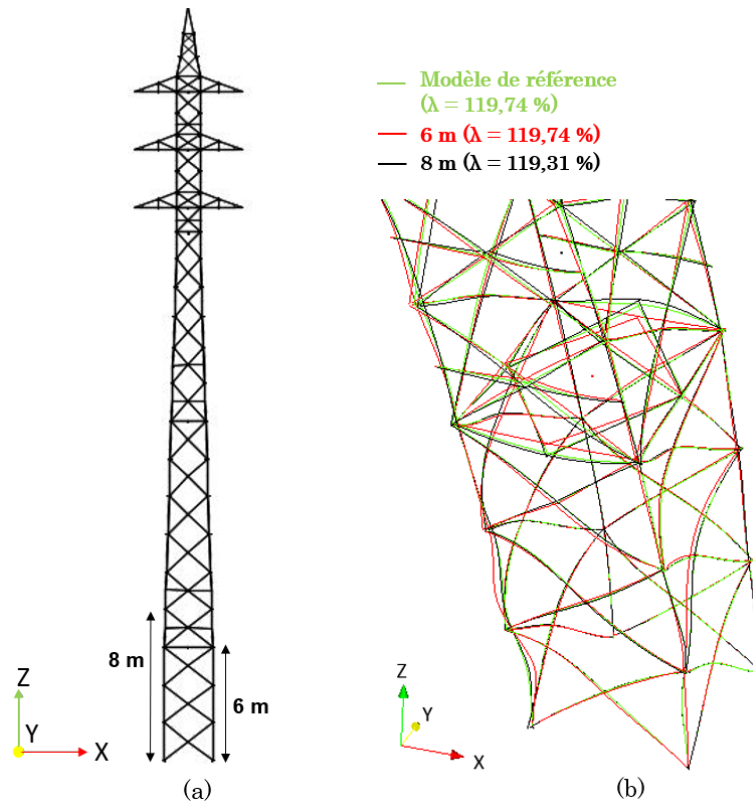


Figure 4.6 Analyses pushover : (a) sous-structures potentielles ; (b) effet de la surface rigide

charge critique et de modes de ruine. L'erreur relative entre les deux modèles en termes de charge critique est très faible. De plus, les résultats obtenus sont très similaires à ceux du modèle de référence (voir Figure 4.5). C'est pour cette raison que la sous-structure critique à 6 m de la base va être utilisée pour l'étude par sous-structuration.

### Analyse modale

Avant de définir les paramètres dynamiques, nécessaires pour la résolution du calcul par sous-structuration, il est nécessaire de réaliser une analyse modale pour connaître les fréquences naturelles et les déformées modales de la structure. Cette étude est réalisée dans *Code\_Aster* en modélisant la masse et la raideur des éléments structuraux. La Figure 4.7

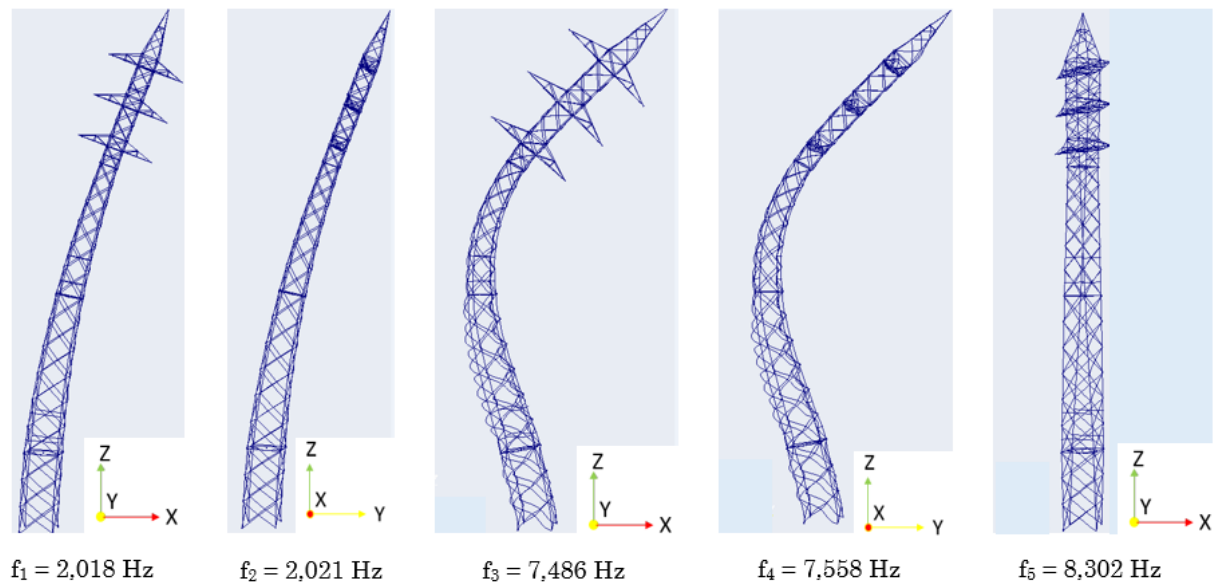


Figure 4.7 Fréquences naturelles et déformées modales

présente les cinq premiers modes de vibration de la structure ainsi que leurs fréquences propres associées. Tout d'abord, pour le premier et le troisième mode de vibration, la structure fléchit autour de l'axe Y. Alors que pour le deuxième et le quatrième mode, la structure fléchit autour l'axe X. Finalement, pour le cinquième mode, la structure tourne autour l'axe Z (mode de torsion). La période fondamentale  $T_1 = 1/f_1 = 0,49 \text{ s}$  est utilisée en particulier dans la sous-section suivante pour normaliser le taux de chargement dans l'étude de l'effet des paramètres dynamiques de l'analyse par sous-structuration.

### Validation de la méthode de sous-structuration

La sous-structure critique correspond à la section inférieure du pylône, celle située à 6 m de la base où la ruine est survenue lors de l'analyse pushover. Deux études paramétriques utilisant la méthode de sous-structuration sont réalisées pour évaluer l'effet du taux de chargement et du taux d'amortissement sur le comportement de la structure émulée. Dans les deux études, le cas de chargement est le même que présenté au Tableau 4.2. Le pas de temps choisi pour les deux études paramétriques est  $\Delta t = 0,02 \text{ s}$ , ce qui correspond à un rapport de pas de temps sur la période fondamentale  $\Delta t/T = 0,041$ . La méthode

de sous-structuration présentée à la section 3.3.2 est utilisée pour réaliser les simulations. Les résultats obtenus dans les deux études paramétriques sont comparés aux résultats de l'analyse pushover de référence (Figure 4.5) où le facteur de charge normalisé  $\lambda$  en fonction du déplacement dans la direction Y au noeud de contrôle est tracé pour plusieurs simulations. Il est à noter que les simulations par sous-structuration sont effectuées jusqu'au moment où le pylône est devenu instable. À la Figure 4.8, quatre simulations par sous-structuration, et sans amortissement, en utilisant différents rapports  $t_d/T$  sont présentées et comparées à la réponse de l'analyse pushover de référence. Au début des simulations par sous-structuration, des oscillations parasites dues au comportement dynamique de la structure sont observées. L'amplitude relative de ces petites oscillations par rapport à la force appliquée devient moins importante à mesure que le niveau de charge augmente. Ceci est confirmé, au Tableau 4.3, par le fait que l'erreur relative maximale est égale à 2,07% à la fin de la simulation pour le pire des cas ( $t_d/T = 8$ ). Comme prévu, lorsque le temps de chargement  $t_d$  diminue, les oscillations dynamiques sont plus importants. Ces oscillations ne sont pas souhaitées, car le chargement visé est de type quasi-statique suivant une rampe linéaire.

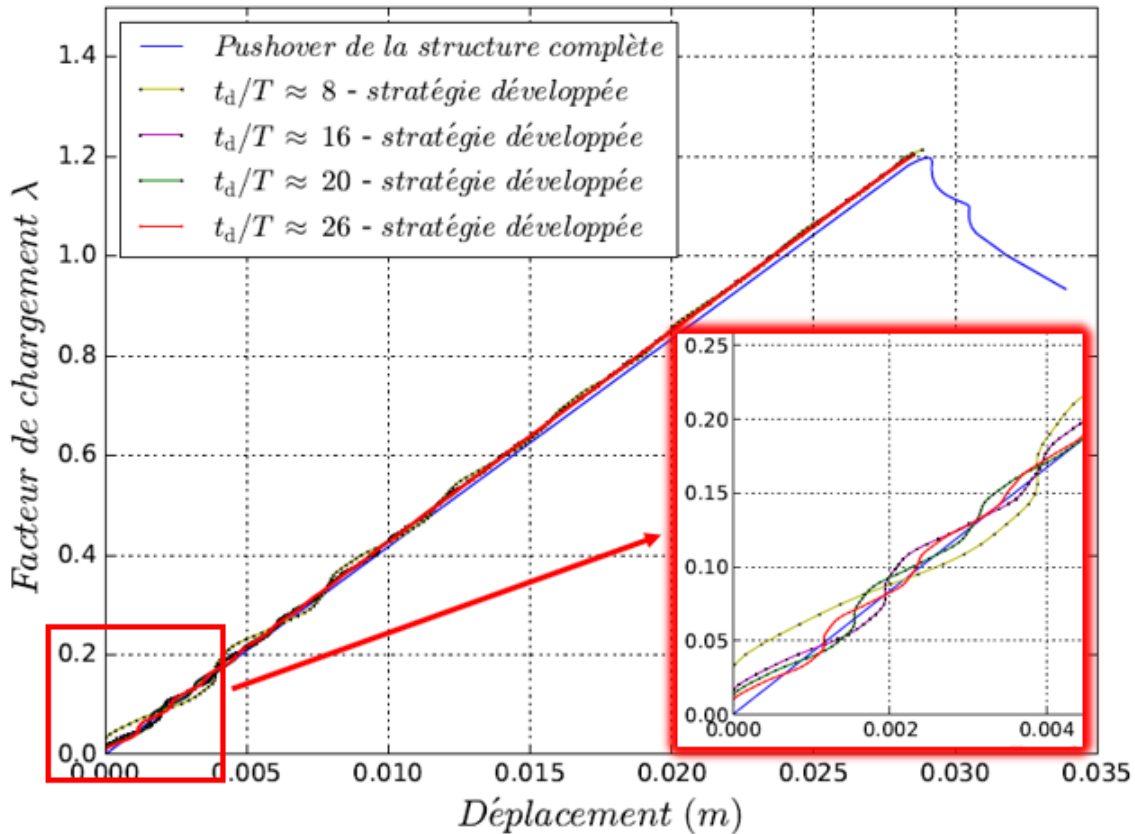


Figure 4.8 Effet du taux de chargement

Tableau 4.3 Erreurs relatives en fonction du taux de chargement

Taux de chargement	Erreur relative
$t_d/T$	$e_r$
8,0	2,07 %
16,0	1,04 %
20,0	0,83 %
26,0	0,62 %

La Figure 4.9 présente trois simulations amorties par sous-structuration utilisant des taux d'amortissement  $\xi$  compris entre 2 % et 20 % de l'amortissement critique avec un rapport  $t_d/T = 20$ . L'amortissement de Rayleigh basé sur les premier et troisième modes de vibration est utilisé. Comme déjà observé dans la simulation sans amortissement, il existe des oscillations parasites au début des simulations par sous-structuration. Dans le cas amorti, cependant, ces oscillations sont amorties assez rapidement à mesure que les simulations progressent. Il convient également de mentionner que les courbes de charge en fonction du déplacement dans le cas amorti sont légèrement décalées vers le haut à cause des forces d'amortissements supplémentaires générées par le fait que le pylône est déplacé par des charges externes appliquées avec un taux de chargement constant dans le régime linéaire de la structure avant la ruine. Il est important de noter que l'utilisation des taux d'amortissement grands peut influencer de façon importante le comportement du pylône, comme montré à la Figure 4.9 pour le cas du taux à 20 %. L'idéal pour réussir un essai pseudo-dynamique par sous-structuration est de définir un temps de chargement  $t_d$  grand, de durée d'essai raisonnable, afin d'étaler les charges dans le temps. De plus, il faut utiliser un taux d'amortissement raisonnable (entre 1 et 3 % par exemple) permettant de représenter le comportement réel d'un pylône à treillis.

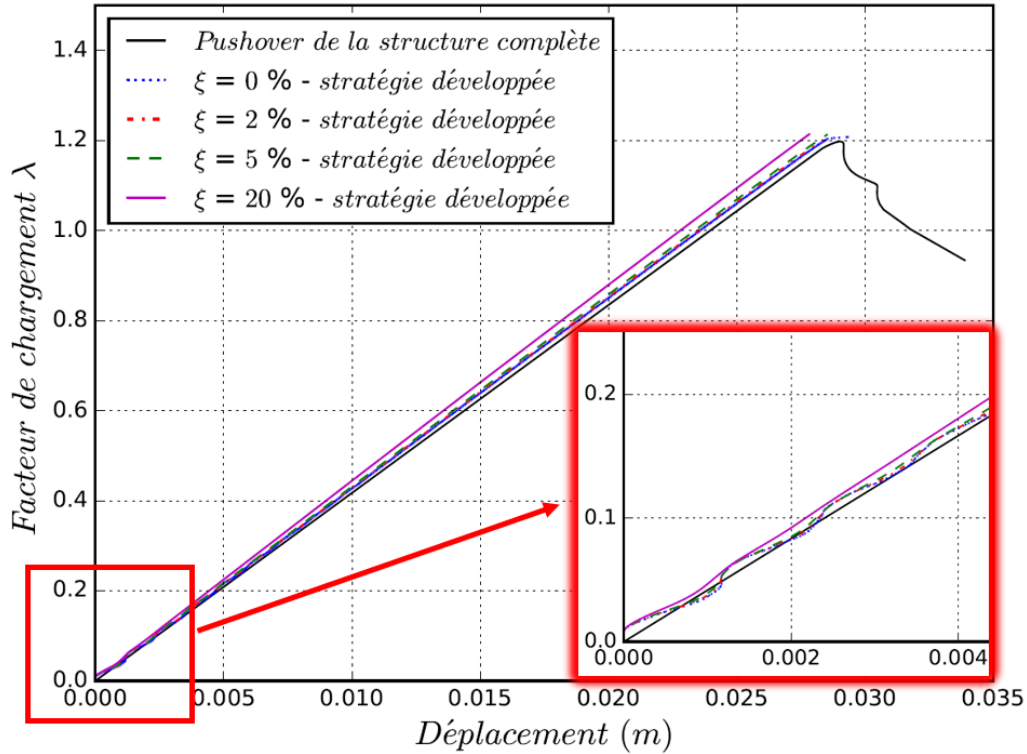


Figure 4.9 Effet du taux d'amortissement

### Comparaison des résultats des méthodes d'analyse

La pertinence d'essais pseudo-dynamiques avec sous-structuration peut être étudiée en analysant les trois modèles suivant :

- Modèle 1 : analyse pushover du pylône complet ;
- Modèle 2 : analyse pushover de la sous-structure critique ;
- Modèle 3 : analyse pseudo-dynamique par sous-structuration utilisant l'outil développé.

L'analyse pushover du modèle 1 est exactement celle de la Figure 4.5. L'analyse du modèle 2 consiste à réaliser une analyse statique non-linéaire sur uniquement la sous-structure critique (celle à 6 m de la base). Les charges appliquées sur le modèle 2 sont celles résultant d'un calcul statique du cas chargement présenté précédemment (Tableau 4.2) au noeud de contrôle ( $F_Y = -144,88$  kN,  $F_Z = -457,85$  kN et  $M_X = 4078,76$  kN.m ). Le modèle 3 est celui réalisé en utilisant la méthode de sous-structuration développée dans ce projet. Le cas de chargement du modèle 3 est exactement celui présenté au Tableau 4.2, mais appliqué avec une fonction de chargement correspondant à une rampe linéaire. Les paramètres dynamiques choisis pour le modèle 3 sont :  $\Delta t = 1/50$  s,  $t_d/T = 20$  et  $\xi = 0\%$ . La Figure 4.10 montre les résultats obtenus des trois analyses. Il convient de noter que les trois modèles ont presque le même comportement jusqu'à la ruine et que l'interaction

entre les sous-structures du pylône est faible pour le cas de chargement statique. D'après le schéma présenté à la Figure 3.13, cela signifie qu'un essai pseudo-dynamique avec sous-structuration n'est pas nécessaire, mais plutôt un essai sectionnel sur uniquement la sous-structure critique est suffisant. À la Figure 4.10, il est important de noter que, pour le résultat de la stratégie développée, l'analyse par sous-structuration est contrôlée en force et qu'il n'est pas possible que cette force diminue après l'instabilité. Les deux autres modèles, quant à eux, sont contrôlés en déplacement. Étant donné que l'analyse de la stratégie développée est pseudo-dynamique, l'écart de force est comblé par une accélération qui mobilise les forces inertielles.

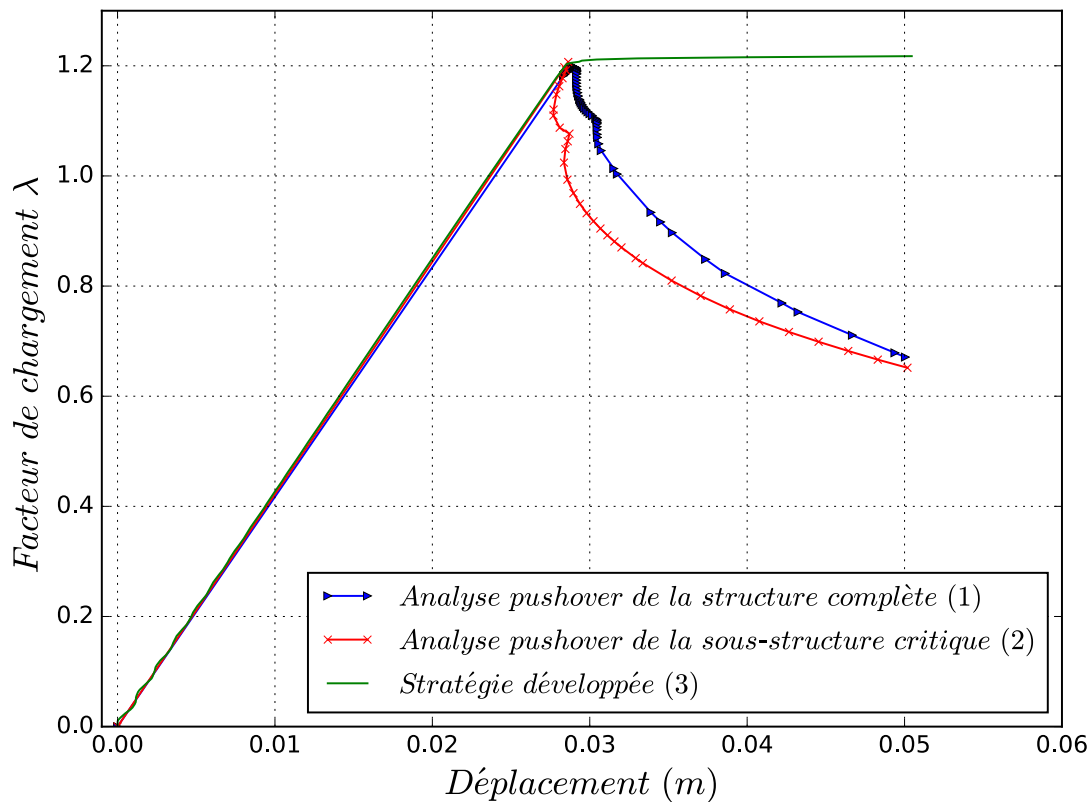


Figure 4.10 Comparaison des résultats des méthodes d'analyses

À la Figure 4.11, les déformées obtenues de l'analyse statique non-linéaire sur la structure complète et de l'analyse par l'outil par sous-structuration sont superposées. Les déformées sont visualisées à l'instant où l'instabilité est survenue, soit à l'instant critique de flambement des membrures jambes. En ce qui concerne l'analyse par l'outil de sous-structuration, la déformée montrée en magenta correspond à celle de la sous-structure locale ("physique") de l'outil de sous-structuration, soit la sous-structure critique. Pour ce qui est de l'analyse statique non-linéaire, la déformée du tronçon inférieur du pylône complet est montrée en

vert. En plus des résultats présentés à la Figure 4.10, pour l'analyse statique non-linéaire et pour l'analyse par sous-structuration, les modes de ruine obtenus sont très similaires. Cela permet de valider la fonctionnalité de la méthode de structuration développée dans l'outil, en reproduisant correctement le mode de ruine. De plus, les déformées présentées à la Figure 4.11, confirment les résultats à la Figure 4.10 et montrent qu'il y a une faible interaction entre la sous-structure globale (numérique) et locale ("physique"). Dans ce cas, lorsque l'interaction est faible et le comportement structural du pylône est complexe, la Figure 3.13 montre qu'un essai pseudo-dynamique avec sous-structuration n'est pas nécessaire.

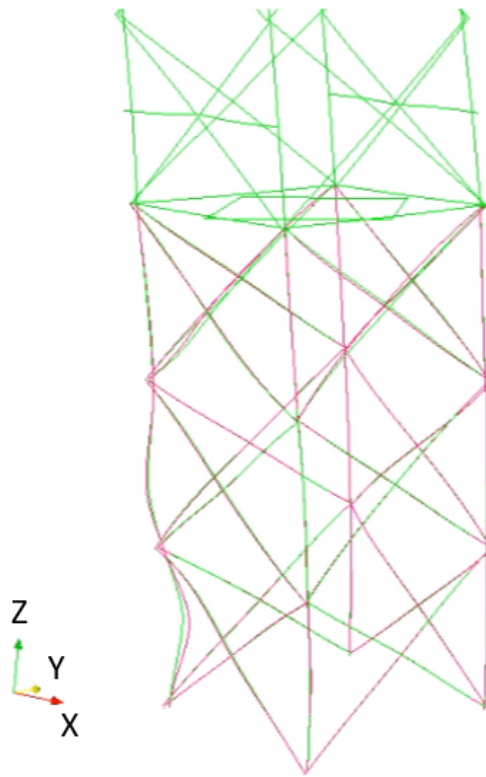


Figure 4.11 Modes de ruine : méthode statique non-linéaire vs stratégie développée



### 4.2.2 Pylône H2NT1Y : échelle réduite

Dans cette section, le pylône H2NT1Y à échelle réduite est analysé en utilisant l'outil de calcul numérique développé dans ce projet. Étant donné que le pylône a déjà été testé, en utilisant la méthode pseudo-dynamique par sous-structuration, par Loignon *et al.* [2016], l'identification des sous-structures critiques ainsi que la définition des paramètres dynamiques sont déjà effectuées. Les résultats de l'outil par sous-structuration sont comparés aux résultats d'une analyse pushover et à ceux des essais pseudo-dynamiques par sous-structuration expérimentaux de Loignon *et al.* [2016].

#### Cas de chargement et géométrie

La structure du pylône mesure 8,0 m de hauteur et est fixée à sa base (voir Figure 4.12). Elle présente une version réduite d'un pylône à treillis composée de cornières à ailes égales. Les caractéristiques géométriques des cornières sont montrées au Tableau 4.5. Les propriétés matérielles de l'acier ( $E$  et  $h$ ) ont été calculées en se basant sur les résultats d'essais de coupons d'acier du pylône d'étude. Comme pour le pylône BSD présenté précédemment, le comportement non-linéaire matériel des membrures est modélisé de la même manière.

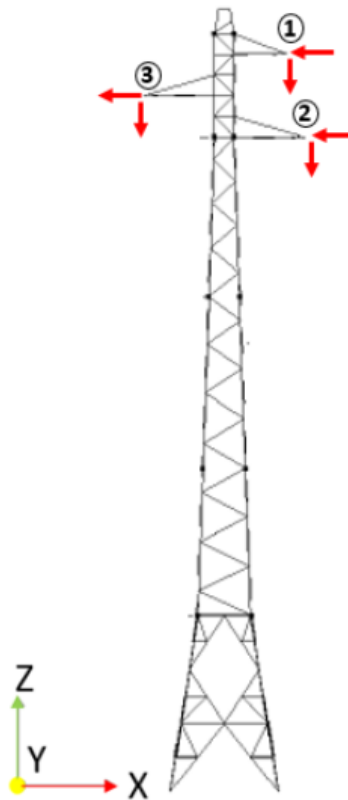


Figure 4.12 Géométrie et point de chargement du pylône à treillis H2NT1Y à échelle réduite [Loignon *et al.*, 2016]

En plus des charges gravitaires, le cas de chargement est composé de charges verticales et horizontales. Les charges verticales et horizontales sont appliquées aux points de chargement, au niveau des consoles, comme montré au Tableau 4.4.

Tableau 4.4 Points et intensités de chargement du pylône H2NT1Y

Point de chargement	dir. X (kN)	dir. Z (kN)
1	-3,5	-1,4
2	-3,5	-1,4
3	-3,5	-1,4

Tableau 4.5 Caractéristiques géométriques et matérielles des cornières du pylône H2NT1Y [Loignon *et al.*, 2016]

Désignation	Dimension des cornières (mm)	$E$ (GPa)	$\nu$	$h$ (GPa)	$F_y$ (MPa)
L13x13x3	12,7x12,7x3,18	200	0,3	0,926	400
L19x19x3	19,05x19,05x3,18	204	0,3	1,160	396
L25x25x3	25,4x25,4x3,18	207	0,3	1,240	390
L32x32x3	31,75x31,75x3,18	212	0,3	0,823	346

### Analyse pushover

L'analyse statique non-linéaire incrémentale de l'ensemble de la structure est réalisée afin d'identifier la sous-structure critique, i.e. la sous-structure où la ruine apparaît. La déformée après flambement de la structure est montrée à la Figure 4.13. Une ruine est présente au niveau de la partie supérieure du fût du pylône. L'instabilité survient à une charge critique  $\lambda$  d'environ 81 % du cas de chargement présenté au Tableau 4.4.

### Identification de la sous-structure critique

L'identification des sous-structures critiques du pylône H2NT1Y a déjà été effectuée par Loignon *et al.* [2016]. Pour l'analyse numérique par sous-structure, les sous-structures critiques analysées sont exactement les mêmes sous-structures testées pendant les essais pseudo-dynamiques de Loignon *et al.* [2016] (voir Figure 4.14). En utilisant l'outil de calcul numérique par sous-structuration, deux analyses avec ces deux sous-structures (tronçons 23 et 34) sont effectuées.

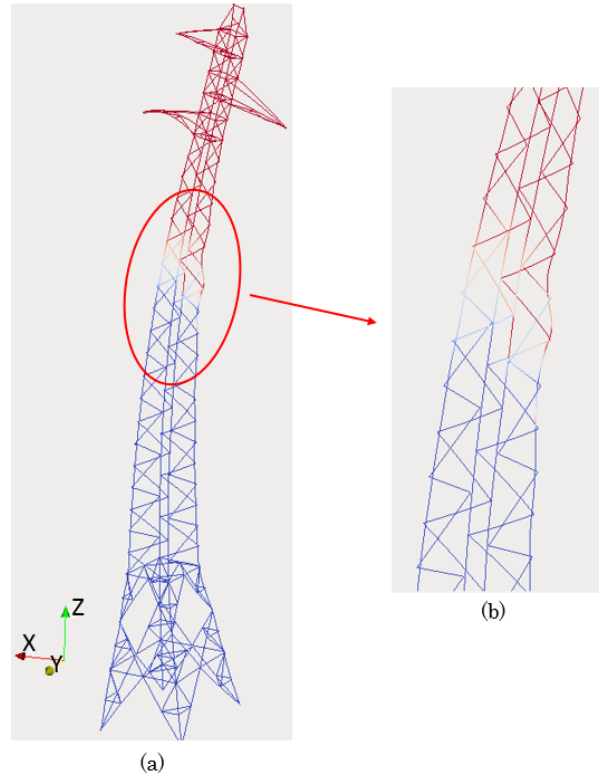


Figure 4.13 Analyse pushover du pylône H2NT1Y : (a) mode de ruine ; (b) sous-structure critique

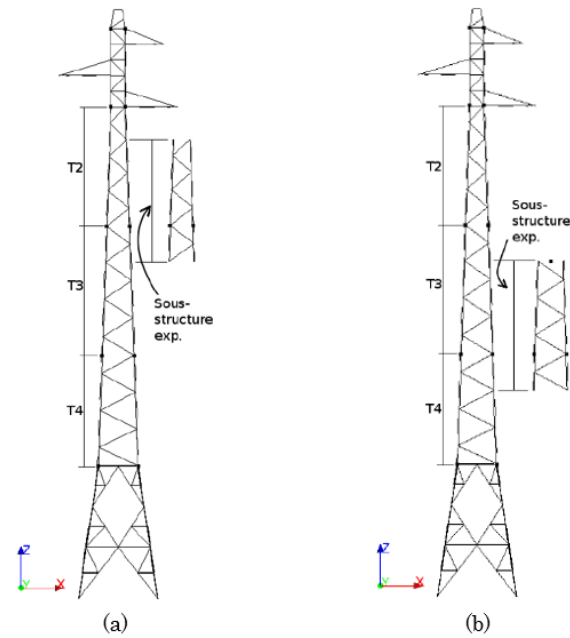


Figure 4.14 Sous-structures potentielles [Loignon *et al.*, 2016] : (a) : tronçon 23 ; (b) : tronçon 34

### Validation de la méthode de sous-structuration

En se basant sur le mode de ruine de l'analyse pushover (ruine dans la partie supérieure du fût) et sur le choix des sous-structures de Loignon *et al.* [2016], la sous-structure critique étudiée dans cette section est celle du tronçon 23 présentée à la Figure 4.14(a). Le cas de chargement utilisé pour l'analyse par sous-structuration est le même que celui présenté au Tableau 4.4. En se basant sur une analyse modale du pylône H2NT1Y, la période fondamentale trouvée est  $T = 0,11$  s. Le pas de temps de calcul  $\Delta t$  est fixé à 0,01 s, ce qui correspond à un rapport de pas de temps sur la période fondamentale  $\Delta t/T = 0,09$ . Les charges sont appliquées suivant une rampe linéaire selon la fonction de chargement présentée à la Figure 4.15(a). Les charges  $F_X$  et  $F_Z$  sont appliquées pendant un temps de chargement  $t_d = 13,6$  s, ce qui donne un rapport  $t_d/T \approx 124$  et une erreur  $e_r \approx 0,13$  %. À chaque pas de temps, les charges sont appliquées au niveau des consoles dans la sous-structure globale pour calculer le vecteur de déplacement qui va ensuite être appliqué, à la sous-structure locale, au noeud de contrôle situé au centre de gravité de la section transversale de la sous-structure critique dans le plan X-Y (voir Figure 4.15(b)). Lors de l'essai par sous-structuration de Loignon *et al.* [2016], un amortissement très élevé ( $\xi = 500$  %) a été utilisé afin d'éliminer les oscillations causées par le glissement de boulons. Étant donné que le modèle numérique tente de reproduire l'essai par sous-structuration, l'amortissement de 500 % est utilisé.

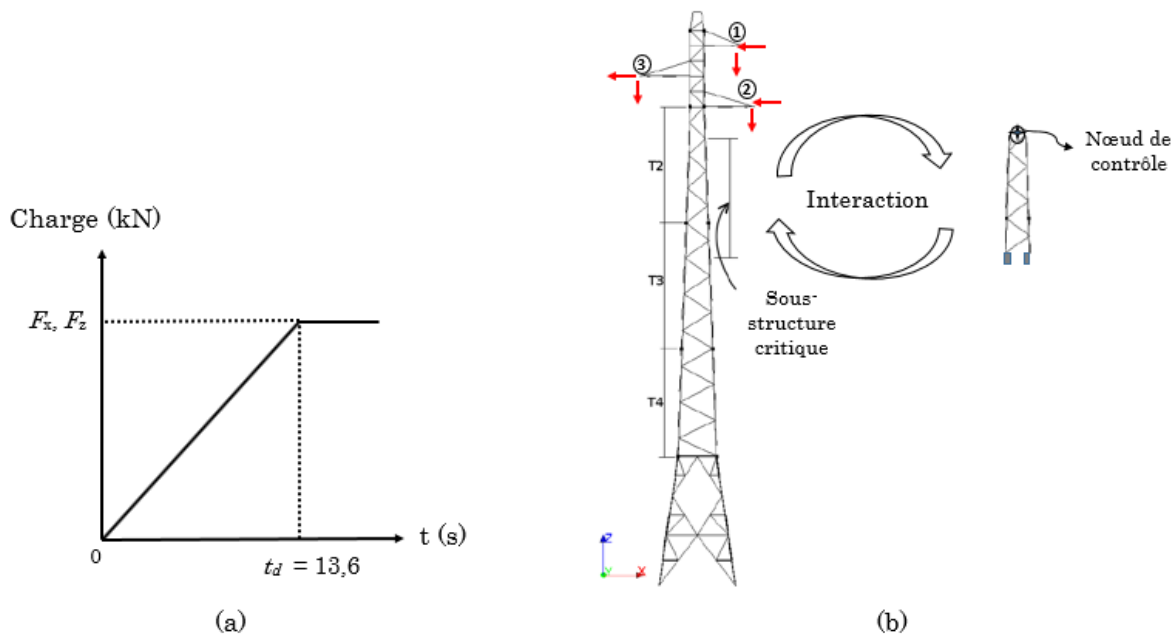


Figure 4.15 Chargement statique [Loignon *et al.*, 2016] : (a) fonction de chargement ; (b) : analyse par sous-structuration pour le tronçon 23

Les résultats obtenus de l'analyse pushover de l'ensemble de la structure et ceux de l'analyse par sous-structuration sont présentés à la Figure 4.16. Cette courbe montre l'évolution de la charge horizontale en fonction du déplacement du noeud de contrôle pour les deux méthodes. Comme indiqué précédemment pour l'analyse pushover, la charge critique de flambement est également d'environ 81 % pour l'analyse par sous-structuration. En effet, au fur et à mesure que la charge latérale appliquée sur le pylône augmente, le déplacement augmente de façon linéaire pour atteindre la ruine après 81 % du patron de chargement. À la Figure 4.16, il est important de noter que, pour le résultat de la stratégie développée, l'analyse par sous-structuration est contrôlée en force et qu'il n'est pas possible que cette force diminue après l'instabilité. L'analyse pushover de la structure complète, quant à elle, est contrôlée en déplacement. Étant donné que l'analyse de la stratégie développée est pseudo-dynamique, l'écart de force est comblé par une accélération qui mobilise les forces inertielles.

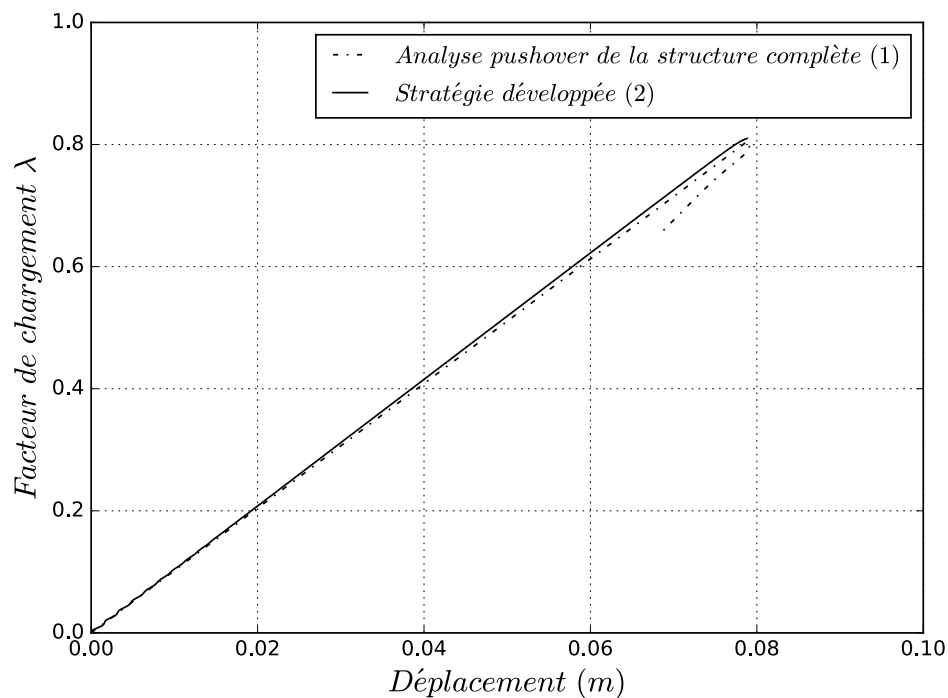


Figure 4.16 Facteur de charges horizontales (dir. X) en fonction du déplacement du noeud de contrôle

La Figure 4.14, présente deux sous-structures critiques parmi celles testées par Loignon *et al.* [2016] lors d'une campagne d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration. Les résultats de deux analyses par sous-structuration impliquant les mêmes sous-structures critiques sont comparées à ceux des essais expérimentaux dans les prochaines sections. Deux essais par sous-structuration intitulés "test 23-1" et "test 23-2" impliquant le tron-

çon 23 comme sous-structure critique et deux autres, "test 34-1" et "test 34-2", impliquant le tronçon 34 comme sous-structure critique ont été effectués. Le résultat obtenu de la simulation numérique par sous-structuration concorde bien avec ceux des essais de Loignon *et al.* [2016] jusqu'à un facteur de charge d'environ 25 % pour l'essai 23-1 (voir Figure 4.17) et de 40 % pour les essais 34-1 et 34-2 (voir Figure 4.19). Au delà de ces facteurs de charges, une perte de rigidité apparaît pour les résultats d'essais sans affecter la charge ultime de la structure. Cet écart entre les résultats est probablement dû au glissement des boulons qui n'est pas encore pris en compte dans le modèle numérique. Gravel [2018] a pris en compte le glissement de boulons dans le modèle numérique et arrive à bien représenter le comportement des essais.

À la Figure 4.17, l'évolution de la charge latérale en fonction du déplacement latéral différentiel entre les noeuds d'interfaces est présentée. Il est remarquable que la charge ultime obtenue par la simulation numérique par sous-structuration est similaire (autour de 82 % du cas de chargement) à celles des essais expérimentaux par sous-structuration quand le tronçon 23 est choisi comme sous-structure critique.

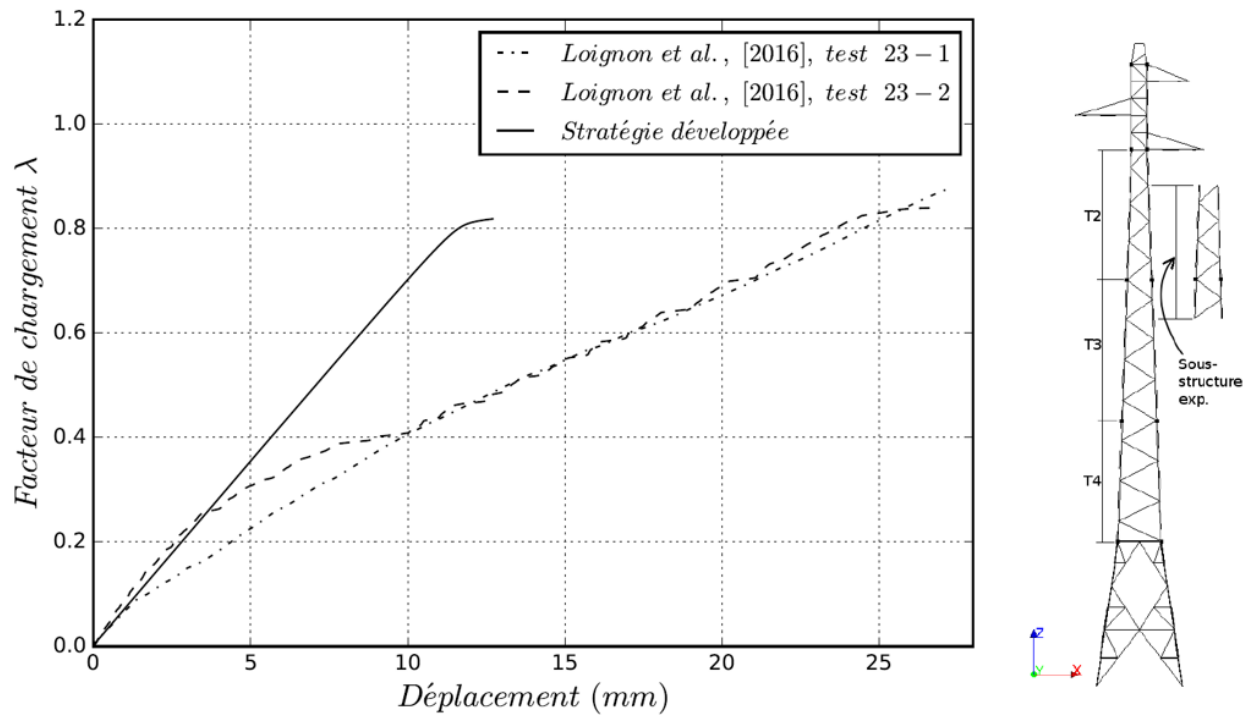


Figure 4.17 Tronçon 23 : analyse numérique par sous-structuration vs essais hybrides de Loignon *et al.* [2016]

À la Figure 4.18, une comparaison entre les modes de ruine obtenus à partir des essais hybrides de Loignon *et al.* [2016] et de l'analyse numérique par sous-structuration est effectuée pour le tronçon 23. Il est à noter que le mode de ruine obtenu à partir de l'analyse par sous-structuration, correspond au mode obtenu au niveau de la sous-structure locale ("physique"). Les modes de ruine obtenus sont très similaires. En effet, le flambement est localisé presque au même endroit dans la membrure jambe.

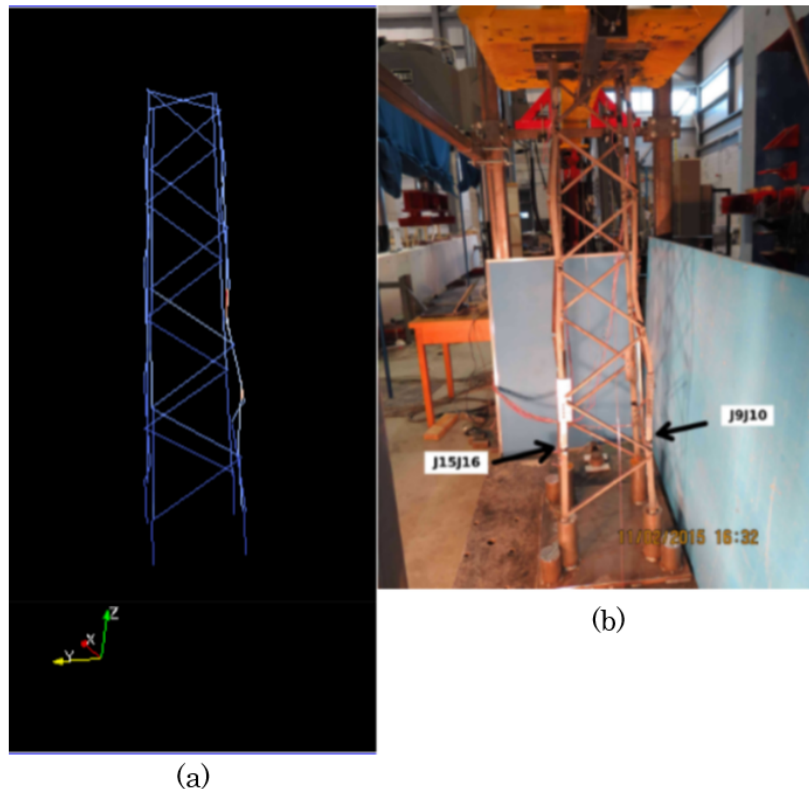


Figure 4.18 Modes de ruine du tronçon 23 : (a) analyse numérique par sous-structuration ; (b) essai hybride de Loignon *et al.* [2016]

À la Figure 4.19, l'évolution du déplacement latéral différentiel entre les noeuds d'interfaces est aussi présentée. La charge latérale en fonction du position du noeud de contrôle est différente car c'est le tronçon 34 qui est étudié. La charge ultime trouvée par la simulation avec sous-structures est de l'ordre de 104 % du cas de chargement appliqué. La charge ultime dépasse celles des essais expérimentaux qui sont de 82 % pour l'essai 34-1 et de 95 % pour l'essai 34-2. D'après les résultats des simulations par sous-structuration impliquant les tronçons 23 et 34 comme sous-structures critiques, il est possible de conclure que le tronçon 23 permet de ressortir le comportement non-linéaire de la structure complète. Ceci concorde avec les résultats de l'analyse pushover (voir Figure 4.13) qui démontre que la zone de ruine est localisée dans le tronçon 23 plutôt que dans le tronçon 34.

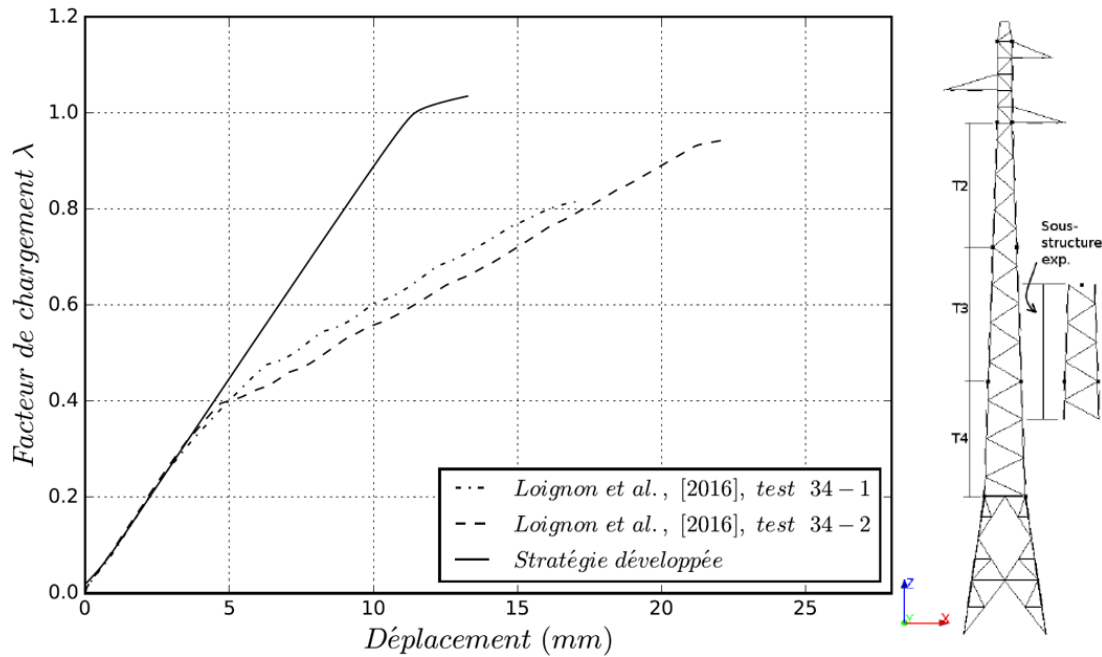


Figure 4.19 Tronçon 34 : analyse numérique par sous-structuration vs essais hybrides de Loignon *et al.* [2016]

À la Figure 4.20, une comparaison entre les modes de ruine obtenus à partir des essais hybrides de Loignon *et al.* [2016] et de l'analyse numérique par sous-structuration est effectuée pour le tronçon 34. Il est à noter que le mode de ruine obtenu à partir de l'analyse par sous-structuration, correspond au mode obtenu au niveau de la sous-structure critique (sous-structure locale). Les modes de ruine obtenus sont très similaires. En effet, le flambement est localisé presque au même endroit dans les membrures jambes.



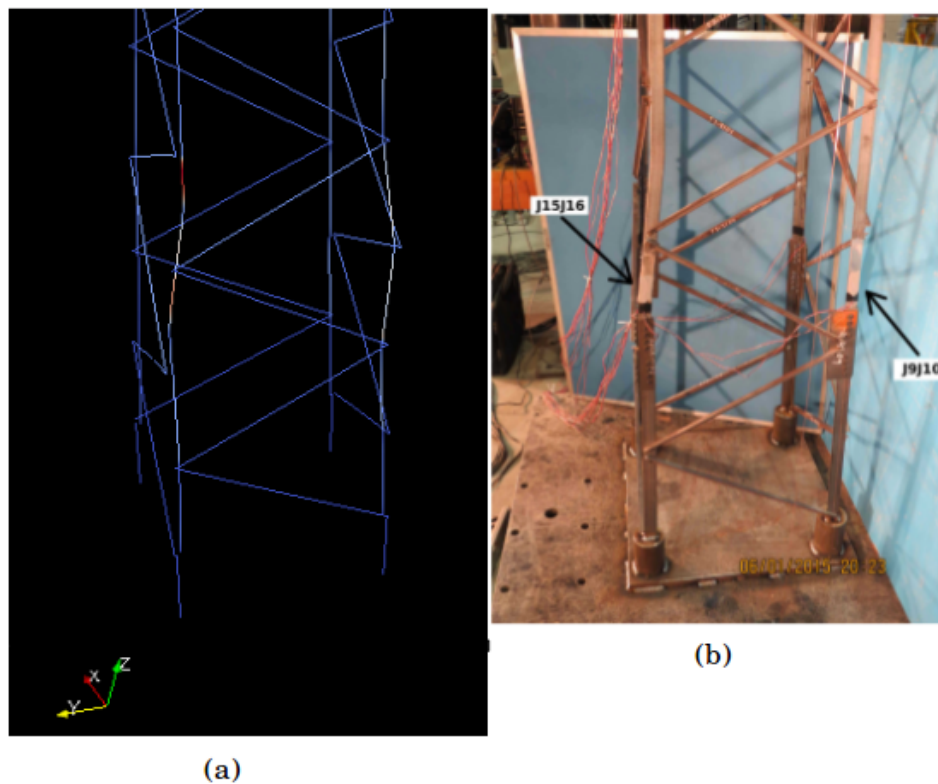


Figure 4.20 Modes de ruine du tronçon 34 : (a) analyse numérique par sous-structuration ; (b) essai hybride de Loignon *et al.* [2016]

## 4.3 Chargement dynamique

Dans cette partie, le pylône BSD soumis à un chargement dynamique est étudié. Tel que présenté au Tableau 3.3, une analyse dynamique non-linéaire est effectuée afin d'étudier le comportement du pylône soumis à un chargement résultant d'un bris de tous les conducteurs sur les deux consoles inférieures. En visualisant la déformée obtenue de l'analyse dynamique, il est possible d'identifier la sous-structure critique, soit la sous-structure où la ruine est survenue. L'étape qui suit est celle consistant à effectuer une analyse pseudo-dynamique à l'aide de l'outil développé dans ce projet. Cette analyse est très différente de l'analyse pseudo-dynamique effectuée à la Section 4.2, dans le cas où le pylône BSD est soumis à un chargement quasi-statique, car le taux de chargement  $F/t_d$  est élevé ( $t_d$  court). Une analyse en statique non-linéaire sur uniquement la sous-structure critique est effectuée par la suite. Enfin, une comparaison des résultats entre les analyses des deux modèles précédents (dynamique sur la structure complète et statique sur la sous-structure critique) et celle de la méthode de sous-structuration est effectuée.

### 4.3.1 Identification de la sous-structure critique

Afin d'identifier la sous-structure critique dans le pylône, une analyse dynamique non-linéaire est effectuée. Le cas de chargement choisi pour cette analyse est celui d'une charge impulsionnelle triangulaire avec un rapport  $t_d/T = 1$ . Ce type de chargement est choisi afin de reproduire le cas d'un bris de tous les conducteurs aux points d'attache des consoles inférieures (bris sur les noeuds 1 et 2 à la Figure 4.21). L'intensité de chargement sur chaque console est montrée au Tableau 4.6. L'intensité de chargement totale  $F_Y$ , appliquée sur la structure, est fixée à 250 kN pour amener la structure à la ruine. Cette étape est essentielle, au début, puisqu'elle permettra d'identifier une sous-structure critique, i.e la zone où la ruine apparaît. Les caractéristiques géométriques et matérielles du pylône étudié sont celles présentées à la Section 3.2.2.

Tableau 4.6 Intensités de chargement de l'analyse dynamique non-linéaire

Point de chargement	dir. Y (kN)
1	-125,0
2	-125,0

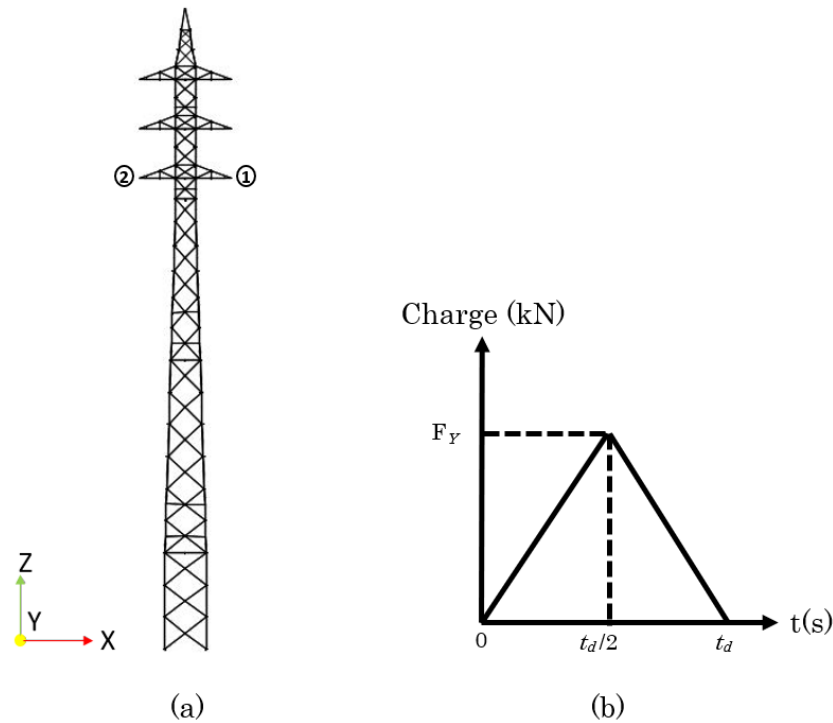


Figure 4.21 Points de chargement

L'analyse dynamique non-linéaire est effectuée en utilisant le schéma d'intégration de Newmark avec une formulation en déplacement. L'amortissement de Rayleigh proportionnel à la rigidité et à la masse, basé sur les premier et troisième modes de vibration, est utilisé. Durant le calcul, le pas de temps est géré par l'opérateur non-linéaire (*DYNA\_NON\_LINE*) du logiciel [EDF, 2017]. L'intensité de chargement de 250 kN est choisie de façon à induire une instabilité dans la structure.

La Figure 4.22 présente le mode de ruine en flexion du pylône face à la charge dynamique. La ruine est localisée dans la partie inférieure du pylône. L'analyse dynamique permet d'identifier une zone critique mesurant environ 6 m de hauteur, soit la même zone de ruine identifiée pour le cas de chargement quasi-statique (voir Figure 4.5). Il est à noter que lors de la visualisation de la déformée, des déformations excessives sont apparues au niveau des consoles chargées. Ces déformations sont causées par les modes supérieurs non représentatifs du comportement structural du pylône. C'est pour cette raison que pour la suite des analyses, les membrures des consoles présentant des déformations excessives vont être modélisées par un comportement élastique linéaire.

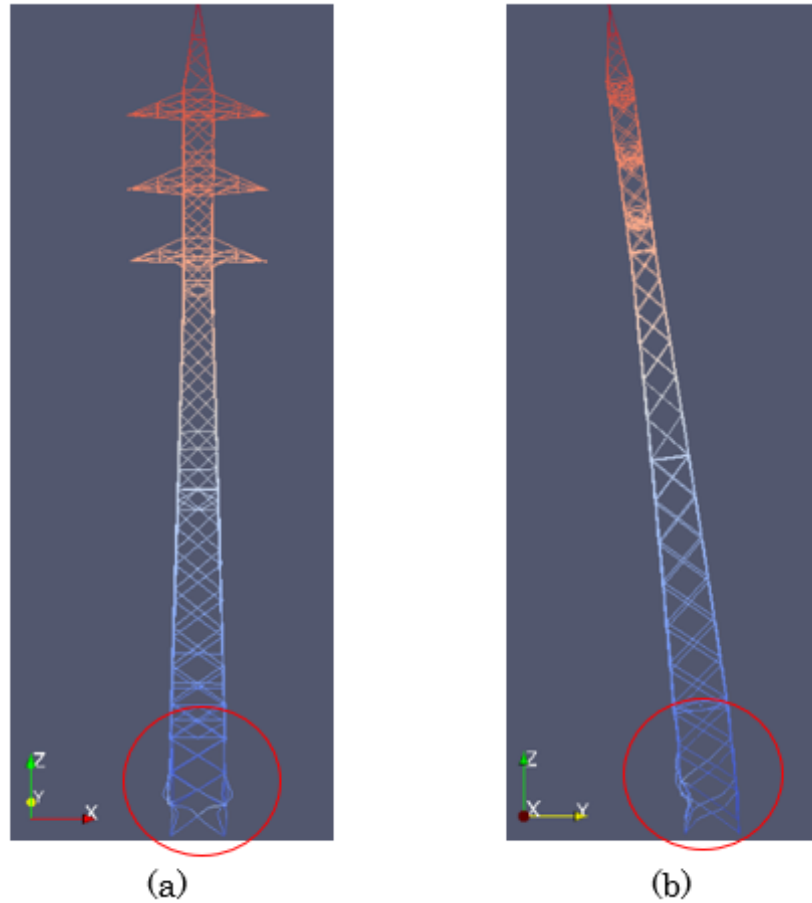


Figure 4.22 Mode de ruine : (a) vue dans le plan X-Z ; (b) vue dans le plan Y-Z

La Figure 4.23 montre la variation du moment de flexion résultant à la base MX, autour de l'axe X, en fonction de la rotation DRX. Au début de l'analyse, le comportement de la structure est linéaire jusqu'à un moment fléchissant résultant d'environ 6670 kN.m. Ensuite, une instabilité ainsi qu'une perte de rigidité associée à la ruine apparaissent. L'instabilité est montrée par la déformée des membrures principales de la structure comme montré à la Figure 4.22 (déformée avec un facteur d'échelle de 2). D'après la Figure 4.23, après le déchargement, le comportement devient non-linéaire et la structure ne peut pas retourner à sa position d'équilibre à cause de la ruine. En se basant sur le mode ruine, i.e la zone où la défaillance est apparue, la sous-structure critique de 6 m de hauteur peut être choisie, pour faire ressortir le comportement global de la structure complète lors des analyses par sous-structuration. Il est à noter que la hauteur de 6 m peut ne pas être suffisante pour représenter le comportement global de la structure. Ce point peut être vérifié en effectuant la comparaison des résultats dynamiques non-linéaire et ceux des analyses par sous-structuration.

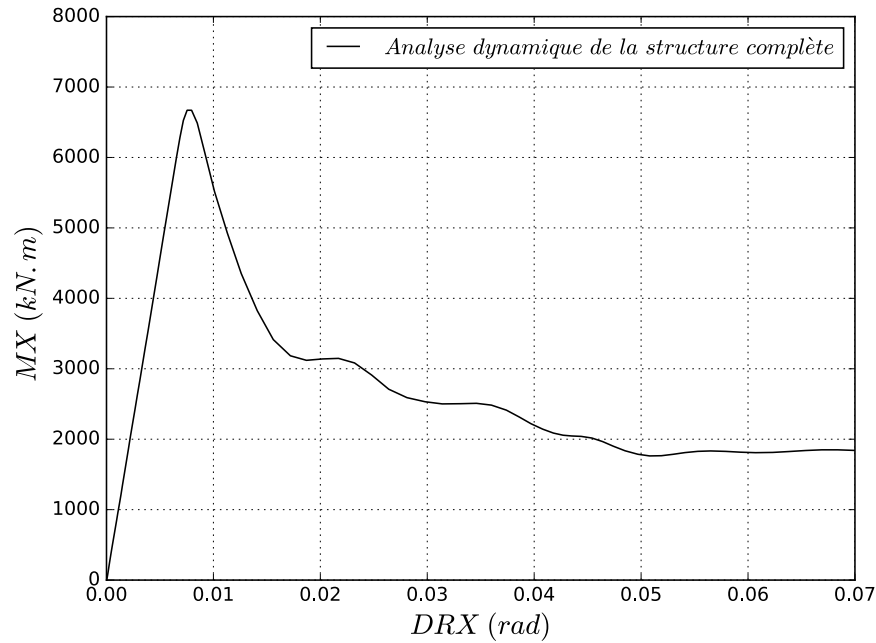


Figure 4.23 Variation du moment résultant à la base autour de l'axe X en fonction de la rotation autour de l'axe X

### 4.3.2 Comparaison des méthodes d'analyse

Dans cette section, les résultats de plusieurs méthodes d'analyses sont présentées. Tout d'abord, une analyse pushover de la sous-structure critique est effectuée. Cette analyse permet de comparer les résultats par rapport aux méthodes d'analyses dynamiques, soit l'analyse dynamique non-linéaire de la structure complète et celle de la stratégie de sous-structuration développée.

#### Analyse pushover de la sous-structure critique

Cette section a pour objectif d'analyser le comportement de la sous-structure critique avec une analyse statique non-linéaire. Les charges sont appliquées au niveau du noeud de contrôle NS défini précédemment. Pour être statiquement équilibré avec le cas de chargement appliqué sur le pylône complet, les charges appliquées, au noeud de contrôle NS, sur la sous-structure critique sont :  $F_Y = 250$  kN et  $MX = 250b = 5825,0$  kN.m ( $b = (29,3 - 6)$  m = 23,3 m), où  $b$  correspond à la distance entre les points d'application des charges au niveau des consoles inférieures (situés à 29,3 m depuis la base) et la position du noeud NS (Figure 4.24(a)). Le Tableau 4.7 montre les charges à appliquer sur la sous-structure critique au noeud NS (Figure 4.24(b)). Les résultats de l'analyse statique non-linéaire de la sous-structure critique sont présentés dans la prochaine section.

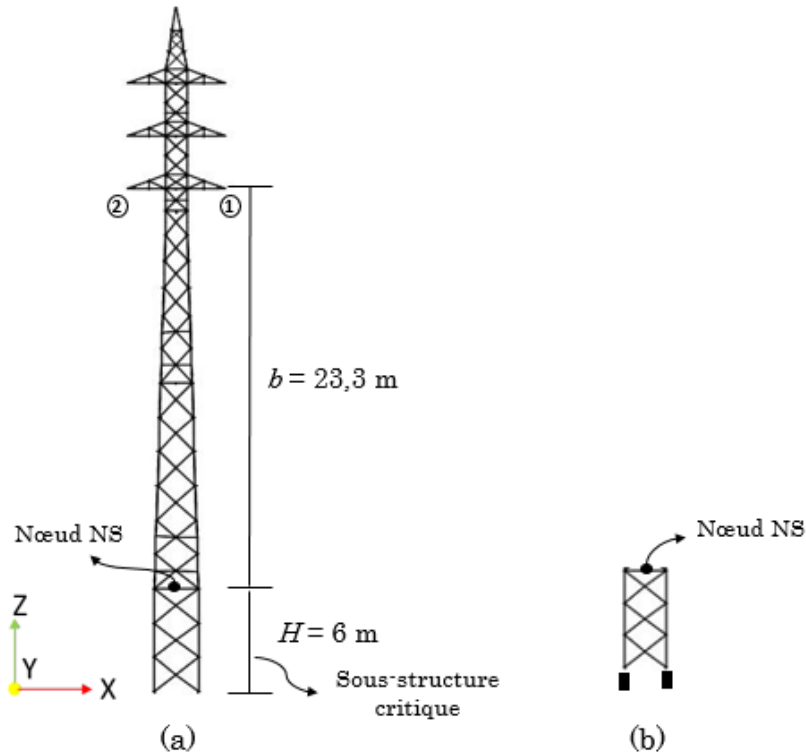


Figure 4.24 Analyse pushover : (a) pylône BSD ; (b) sous-structure critique

Tableau 4.7 Intensités de chargement

Point de chargement	dir. Y (kN)	Autour de X (kN.m)
NS	-250,0	5825,0

### Analyse des résultats

Dans cette section, une comparaison est faite entre trois modèles analysés de façons différentes. Le but est de vérifier la pertinence de réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration sous un chargement dynamique et de montrer qu'une amplification dynamique est obtenue en comparant les résultats des analyses sur le pylône BSD (statique (pushover) vs dynamique). De plus, l'étude permet de valider le choix des paramètres dynamiques effectué pour étudier le comportement dynamique du pylône BSD soumis à une charge impulsionnelle triangulaire ( $t_d$ ,  $\Delta t$  et  $\xi$ ).

Les trois modèles proposés sont :

- Modèle 1 : analyse dynamique non-linéaire du pylône complet
- Modèle 2 : analyse statique non-linéaire sur la sous-structure critique
- Modèle 3 : analyse pseudo-dynamique par sous-structuration utilisant l'outil développé (3DDL et 6DDL)

Le modèle 1 est celui analysé de la même manière qu'à la Section 4.3.1. Le modèle 2 est analysé de façon statique non-linéaire incrémentale sur uniquement la sous-structure critique, en appliquant les charges (calculées statiquement) au noeud de contrôle. Le modèle 3 est celui analysé avec l'outil de sous-structuration présenté à la Section 3.3. Tel qu'expliqué à la Section 3.3, deux analyses pseudo-dynamiques sont effectuées en modifiant le nombre de degrés de liberté au noeud de contrôle des interfaces de sous-structuration (*3DDL* vs *6DDL*). Les deux analyses pseudo-dynamiques par sous-structuration sont effectuées avec le type de chargement présenté à la Section 3.2.2 (charge impulsionnelle triangulaire). La charge totale  $F_Y$  à l'instant  $t_d/2$  ( $= 0,245$  s) est de 250,0 kN (appliquée suivant la direction -  $Y$ ). Le pas de temps  $\Delta t$  choisi pour les deux analyses par sous-structuration est fixé à 0,005 s. Comme pour l'analyse dynamique sur le pylône complet (Section 4.3.1), l'amortissement de Rayleigh est utilisé, pour les deux analyses par sous-structuration, avec un taux d'amortissement de 1,0 %. Dans les prochains paragraphes, les résultats obtenus des analyses des modèles 1, 2 et 3 sont comparés.

La Figure 4.25 présente l'évolution de l'effort axial dans les membrures jambes M1 à M4, au niveau de la sous-structure "physique", pour l'analyse dynamique de la structure complète (modèle 1) ainsi que l'effort axial dans les membrures jambes M1 à M4, au niveau de la sous-structure locale ("physique") de l'analyse par sous-structuration (modèle 3(*6DDL*)). Il est à noter que les membrures M1 à M4 sont localisées au même endroit, tel que présenté à la Figure 4.25. En ce qui concerne le modèle 1, l'effort axial évolue avec l'augmentation de la charge pour atteindre un effort maximal d'environ 1155 kN au niveau des membrures en tension (M1 et M2) et d'environ -1140 kN au niveau des membrures en compression (M3 et M4) à l'instant 0,245 s. En ce qui concerne le modèle 3, l'effort axial évolue avec l'augmentation de la charge pour atteindre un effort maximal d'environ 1150 kN au niveau des membrures tendues (M1 et M2) et d'environ -1080 kN au niveau des membrures comprimées (M3 et M4) à l'instant 0,255 s. Après les instants de chargement 0,245 s et 0,255 s, un flambement est survenu au niveau des membrures jambes comprimées pour les deux modèles 1 et 3. Par la suite, l'effort axial diminue de façon irrégulière pour chacun des modèles 1 et 3. De plus, les effets de second ordre (P- $\Delta$ ) ne sont pas inclus au modèle 3. Une partie de l'écart au niveau des résultats entre les modèles 1 et 3 est attribuée au fait que dans le modèle 3, l'effort de restitution calculé au noeud de contrôle, dans la sous-structure numérique, n'inclue pas les effets des forces inertielles de la sous-structure "physique", ce qui ne permet pas représenter toute la complexité du comportement dynamique de l'ensemble du pylône. Une autre partie de l'écart entre les résultats des modèles 1 et 3 peut être expliquée par le fait que les deux modèles sont analysés par des schémas d'intégration différents (Newmark vs Rosenbrock-W).

---

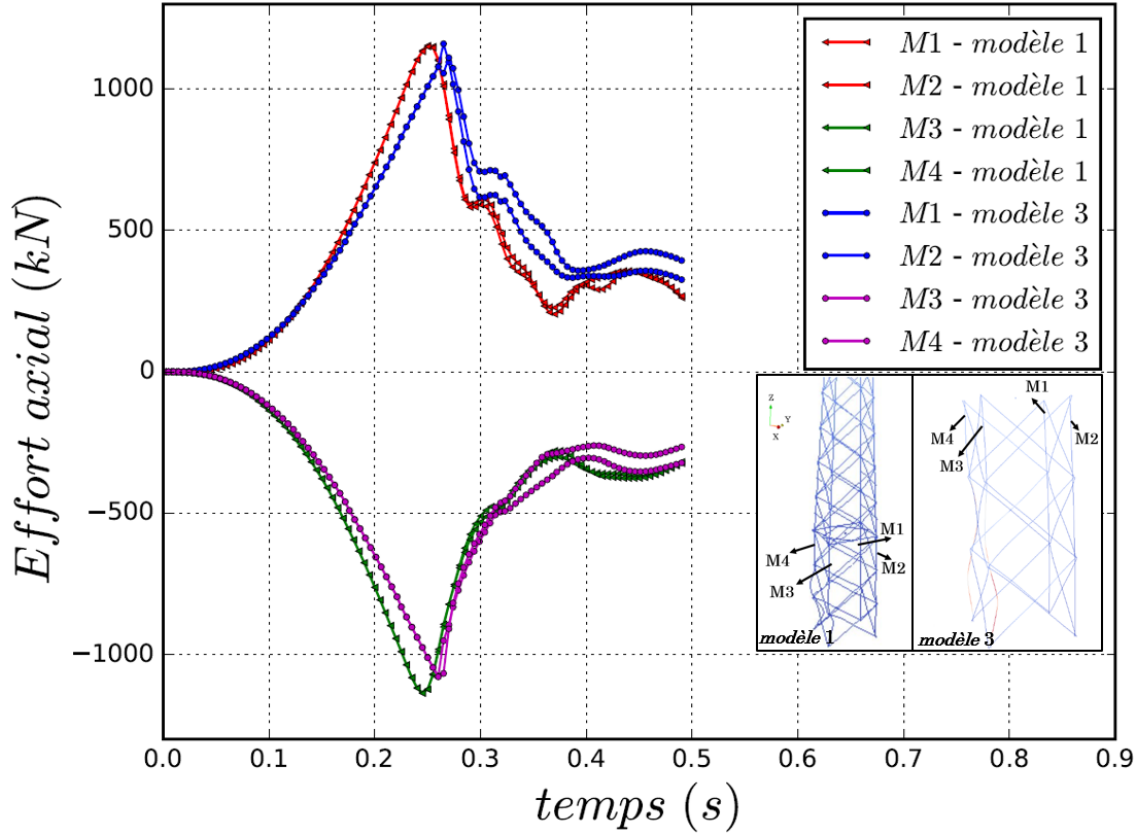
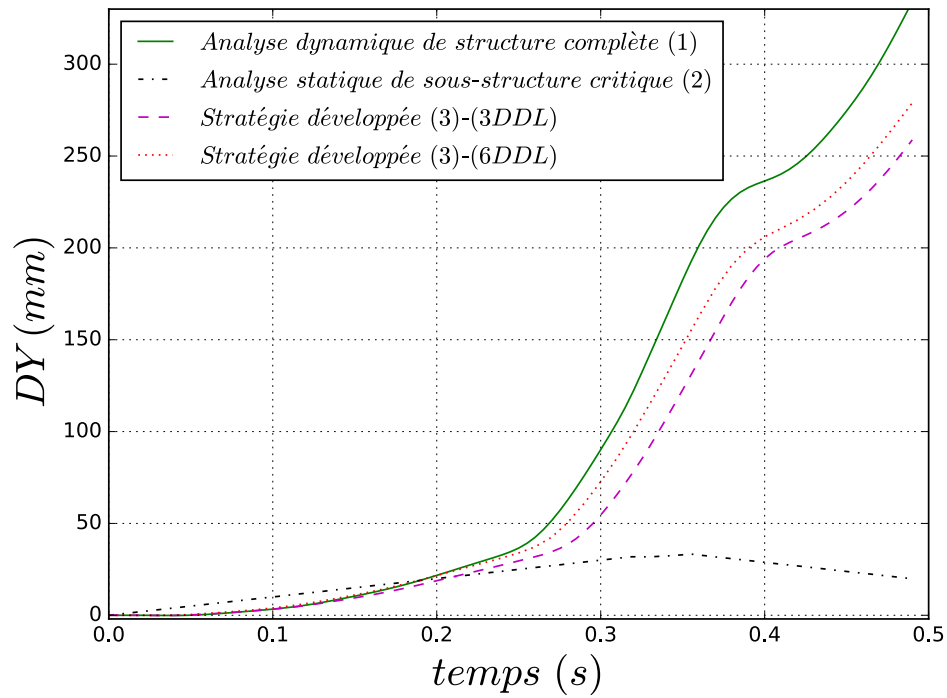
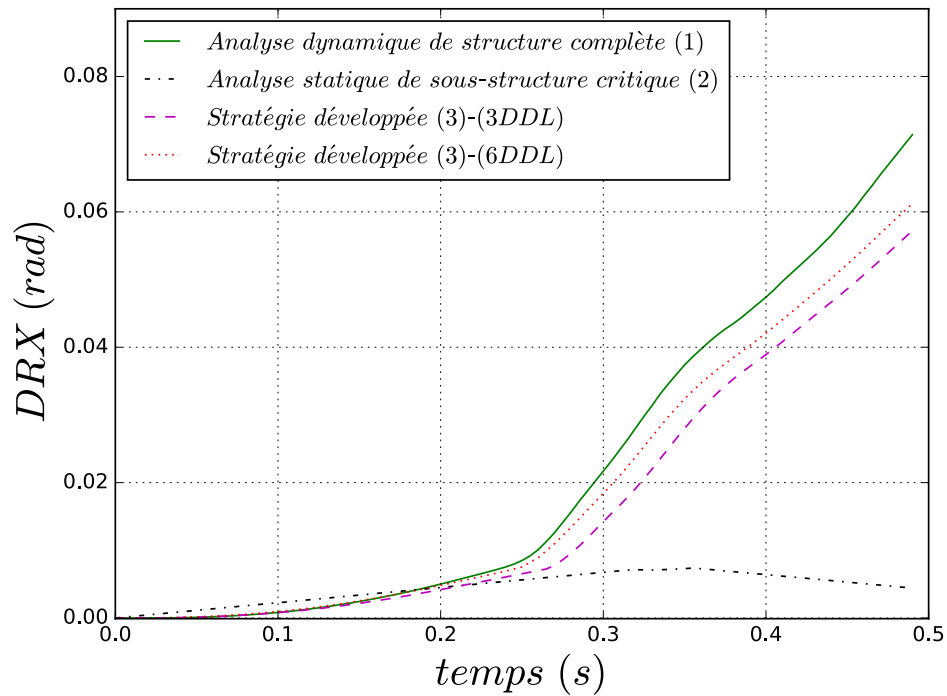


Figure 4.25 Effort axial dans les membrures jambes

La Figure 4.26(b) présente l'évolution de la rotation  $DRX$  au noeud de contrôle en fonction du temps. De la même manière que le déplacement  $DY$ , la rotation augmente en lien avec l'augmentation de l'intensité de chargement. Pour les modèles 1 et 3, après l'instant 0,245 s, une déviation de la courbe est apparue et la rotation devient très grande. En ce qui concerne le résultat obtenu de l'analyse du modèle 2, le déplacement augmente de façon linéaire jusqu'à ce que le flambement soit survenu. De plus, l'évolution du déplacement en fonction du temps pour le modèle 2 est très différente de celles des modèles 1 et 3, en raison des effets dynamiques présents aux modèles 1 et 3.

Il est important de noter que pour les modèles 1 et 3, lorsque le pylône BSD a été soumis à un chargement dynamique jusqu'à la ruine, le déplacement et la rotation sont devenus très importants après le flambement des membrures jambes. Cette augmentation au niveau du déplacement et de la rotation sont principalement dus aux effets inertiels présentes dans la structure qui provoquent des déplacements que la faible rigidité post-flambement de la structure ne permet pas de contenir.



(a) Variation du déplacement  $DY$  en fonction du temps(b) Variation de la rotation  $DRX$  en fonction du tempsFigure 4.26 Variation du déplacement  $DY$  et de la rotation  $DRX$  en fonction du temps au noeud de contrôle NS

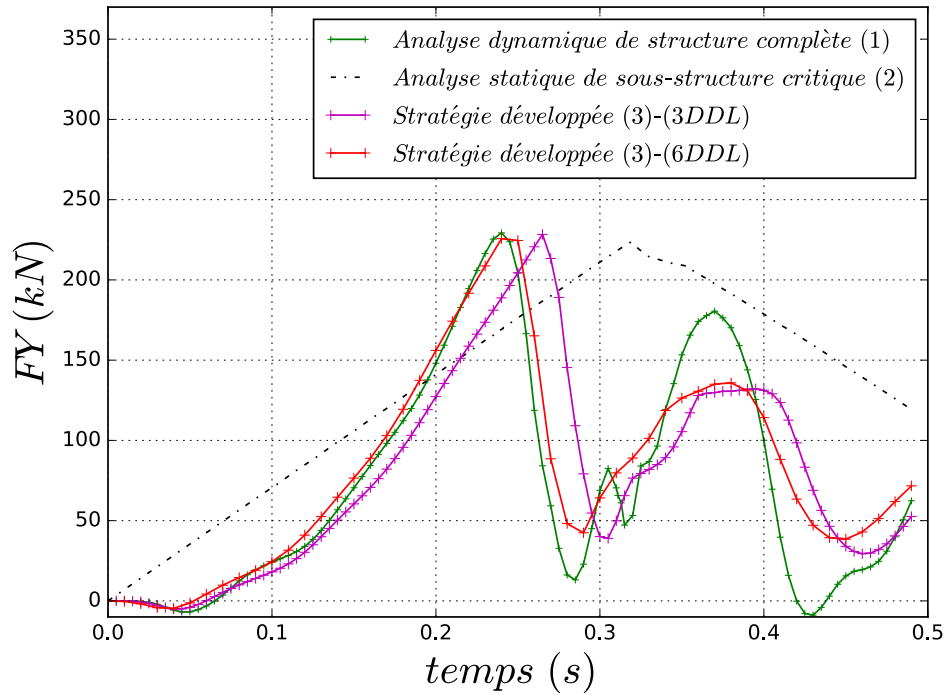
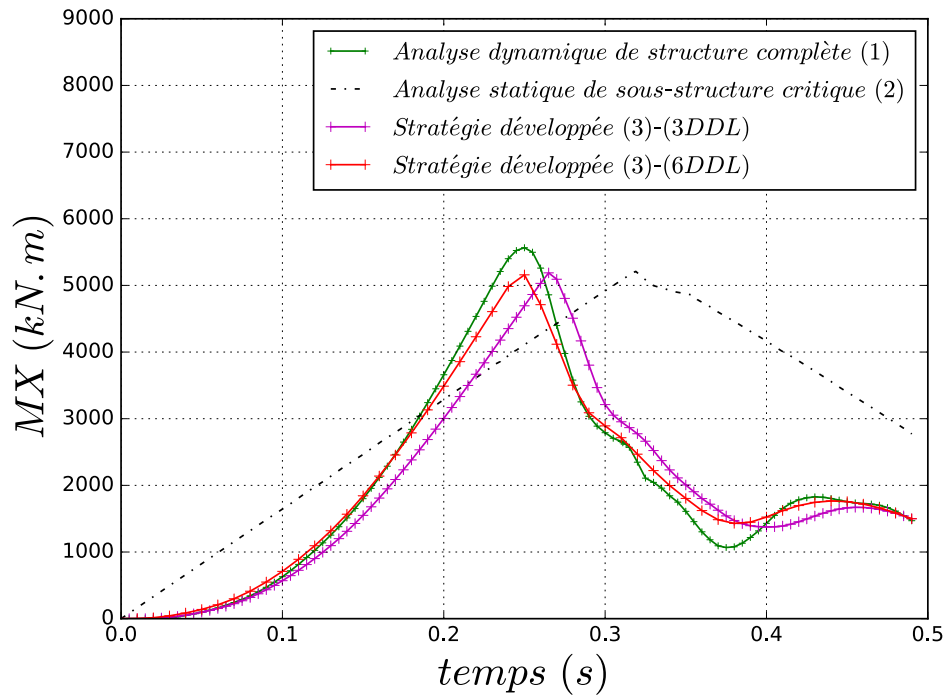
La Figure 4.27 présente l'évolution de l'effort latéral  $FY$  et du moment  $MX$ , au noeud de contrôle, en fonction du temps d'analyse. Les figures 4.28 et 4.29 présente également les efforts  $FY$  et  $MX$ , mais cette fois en fonction du déplacement  $DY$  et  $DRX$  au noeud de contrôle respectivement. Il est à noter que pour le modèle 1, le noeud de contrôle n'existent pas réellement étant donnée l'absence de sous-structuration. Les efforts  $FY$  et  $MX$  sont alors extraits à partir des forces nodales à une hauteur de 6 m de la structure et en rapportant leur résultante à la position fictive du noeud de contrôle.

À la Figure 4.27(a), l'effort latéral  $FY$  augmente en fonction du temps d'analyse pour atteindre, à l'instant 0,245 s, une valeur de 230 kN pour le modèle 1, 227 kN pour le modèle 3(3DDL) et 226 kN pour le modèle 3(6DDL). Après l'instant 0,245 s, une instabilité apparaît dans les membrures jambes de la section inférieure du pylône. Cette instabilité est traduite, à la Figure 4.27(a), par une déviation de la courbe et ensuite une diminution de l'effort latéral  $FY$  pour les modèles 1 et 3 (3DDL et 6DDL). Pour les quatre graphique des figures 4.27, 4.28 et 4.29, un faible écart au niveau des résultats entre les modèles 3(3DDL) et 3(6DDL) apparaît (décalage des courbes). Les résultats des modèles 3(3DDL) et 3(6DDL) montrent que l'analyse pseudo-dynamique en contrôlant l'interface de sous-structuration en un noeud de contrôle avec 6 degrés de liberté permet de mieux modéliser le comportement de la structure puisque les résultats obtenus de cette analyse concordent très bien avec ceux du modèle 1. En ce qui concerne le résultat obtenu de l'analyse du modèle 2, l'effort latéral augmente linéairement pour atteindre une valeur maximale d'environ 221 kN jusqu'à ce que le flambement des membrures jambes soit survenu. Il est à rappeler que pour le modèle 2, l'instabilité est survenue avant celle des modèles 1 et 3(3DDL et 6DDL). De plus, l'évolution de l'effort latéral en fonction du temps pour le modèle 2 est très différente de celles des modèles 1 et 3 (3DDL et 6DDL), en raison des effets dynamiques présents aux modèles 1 et 3(3DDL et 6DDL).

À la Figure 4.27(b), l'évolution du moment résultant  $MX$  en fonction du temps est présentée. De la même manière que les résultats montrés pour l'effort latéral  $FY$ , le moment  $MX$  augmente en fonction du temps d'analyse jusqu'à l'instant d'intensité de chargement maximal 0,245 s. Après l'instant 0,245 s, le flambement est survenu pour les modèles 1 et 3. Ensuite, le moment diminue progressivement, de façon irrégulière, jusqu'à l'instant final de l'analyse 0,49 s. De façon générale, les observations faites à la Figure 4.27(a) entre les modèles 1, 2 et 3(3DDL et 6DDL) sont également présentes à la Figure 4.27(b). Cependant, un faible écart au niveau du moment résultant est apparue à l'instant 0,245 s entre les modèles 1 et 3(6DDL).

Pour les quatre graphiques des figures 4.27, 4.28 et 4.29, un faible écart au niveau des efforts est noté entre les modèles 1 et 3(6DDL). Tel qu'expliqué précédemment pour la Figure 4.25, une partie de l'écart au niveau des résultats entre les modèles 1 et 3(6DDL) est attribué au fait que dans le modèle par sous-structuration (modèle 3(6DDL)), l'effort de restitution calculé au noeud de contrôle, dans la sous-structure numérique, n'inclue pas les effets des forces inertielles de la sous-structure "physique", ce qui ne permet pas représenter toute la complexité du comportement dynamique de l'ensemble du pylône. Une autre partie de l'écart entre les résultats des modèles 1 et 3(6DDL) peut être expliquée par le fait que les deux modèles sont analysés par des schémas d'intégration différents (Newmark vs Rosenbrock-W).

---

(a) Variation de l'effort latéral  $FY$  en fonction du temps(b) Variation du moment  $MX$  en fonction du tempsFigure 4.27 Variation de l'effort latéral  $FY$  et du moment  $MX$  en fonction du temps au noeud de contrôle NS

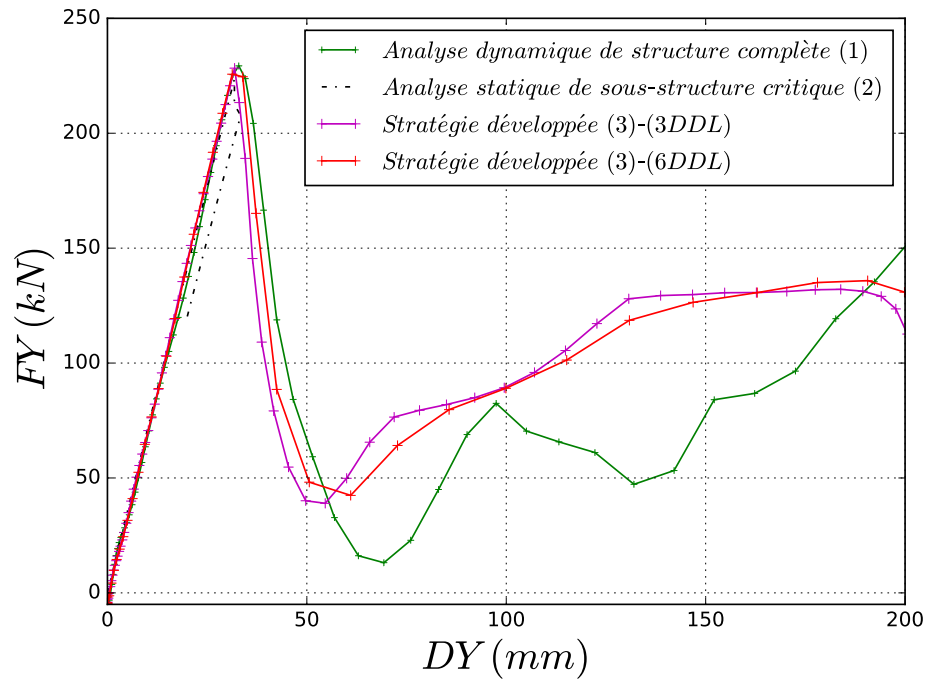


Figure 4.28 Variation de l'effort latéral  $FY$  en fonction du déplacement  $DY$  au noeud de contrôle NS

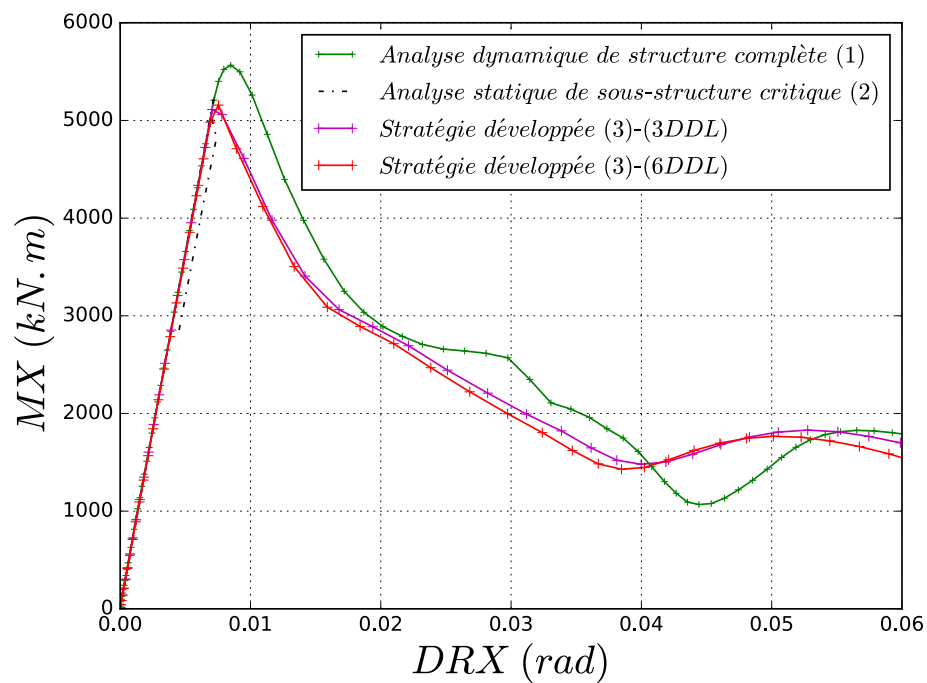


Figure 4.29 Variation du moment  $MX$  en fonction de la rotation  $DRX$  au noeud NS

En résumé, dans le cas d'un pylône soumis à une charge de nature dynamique jusqu'à la ruine, la méthode d'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration développée permet de représenter adéquatement la réponse de la structure et son mode de ruine, mais montre un faible écart, par rapport à la méthode de l'analyse dynamique de la structure complète (modèle 1), au niveau des forces atteintes. Cet écart s'explique par la modélisation des effets d'inertie au modèle 3 ainsi que par les différences entre les méthodes de résolution dynamiques des schémas d'intégration Newmark et Rosenbrock-W. Comparé à un chargement simple statique appliqué sur la sous-structure critique (modèle 2), la méthode proposée permet d'obtenir la réponse dynamique de la structure ainsi qu'une évaluation un peu plus précise de la force atteinte à la ruine.

### Comparaison des modes de ruine

La Figure 4.30 présente les modes de ruine obtenus des trois modèles analysés précédemment. Les figures 4.30(a) et (b) montrent que les modes de ruine des modèles 1 et 3 se comparent très bien. Cependant, la déformée de la membrure M4 au modèle 1 est différente de celle de la membrure 4 au modèle 3. Les modes obtenus au niveau des membrures M4 (modèle 1) et M4 (modèle 3) semblent être des modes symétriques. Ces deux modes peuvent avoir les mêmes charges de ruine mais avec des déformées symétriques. L'écart au niveau des déformées peut être causé par la différence des conditions aux limites entre les modèles 1 et 3. L'interface de sous-structuration au modèle 3 consiste à relier les quatre membrures jambes de la sous-structure "physique" par un lien rigide permettant de contrôler uniquement six degrés de liberté. Cette simplification, effectuée au niveau du contrôle de six degrés de liberté, pourrait être la cause expliquant la différence des déformées entre les membrures M4 des modèles 1 et 3. De plus, l'explication des écarts entre les résultats des modèles 1 et 3, aux figures 4.25 à 4.29, peut être aussi applicable à cette section pour justifier la différence obtenue entre les déformées.

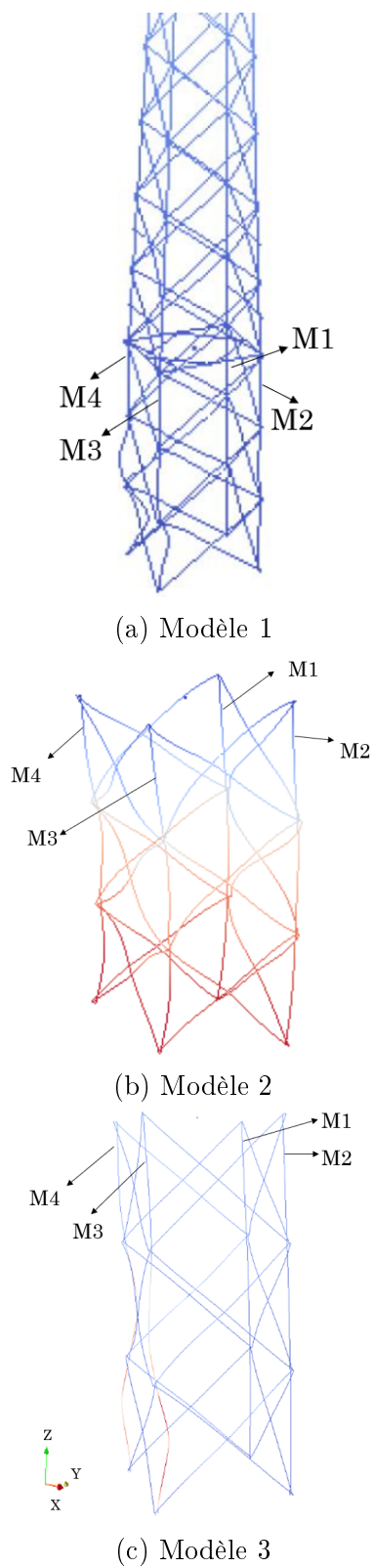


Figure 4.30 Modes de ruine obtenus des analyses des modèles 1, 2 et 3

Pour conclure, l'outil de calcul numérique par sous-structuration a été utilisé afin d'étudier le comportement dynamique du pylône BSD soumis à une charge impulsionnelle triangulaire. La réponse dynamique obtenue, par l'outil de calcul numérique par sous-structuration a été validée par comparaison à la réponse du calcul dynamique non-linéaire du pylône complet. Il est à noter que la sous-structure "physique" choisie de 6 m de hauteur a permis de représenter adéquatement le comportement global de la structure, ce qui veut dire que l'hypothèse de départ concernant le choix de la sous-structure est vérifiée. D'autre part, les résultats obtenues en statique (modèle 2) ont été amplifiés quand le pylône BSD est analysé en dynamique (modèles 1 et 3). De plus, la comparaison entre les trois méthodes d'analyse montre qu'une méthode d'essai pseudo-dynamique, plutôt qu'un essai sectionnel de la sous-structure critique, est privilégié. Ceci est justifié par le fait que le comportement de la sous-structure "physique" dépend fortement du comportement global de la structure. Le comportement dynamique du pylône complet ne peut pas être obtenue en faisant un essai sectionnel sur uniquement la sous-structure "physique", car celui-ci dépend du comportement de la sous-structure restante du pylône, soit du comportement de la sous-structure globale (numérique). Autrement dit, une interaction importante est présente entre la sous-structure "physique" et la sous-structure globale.

## 4.4 Étude de flexibilité du montage

Dans cette partie, les résultats de l'étude théorique de la flexibilité du montage (Section 3.5.1) sont présentés dans un premier temps. Ensuite, les résultats de l'étude numérique de la flexibilité du montage pour les pylônes BSD et H2NT1Y sont montrés.

### 4.4.1 Résultats - Étude théorique

Tel qu'expliqué à la Section 3.5.1, la méthode de flexibilité est utilisée pour calculer la rotation réelle au noeud de contrôle du montage d'essai présenté à la Figure 3.15(a). Ce montage est composé principalement d'une poutre de transfert connectée à une colonne qui représente la sous-structure du pylône d'étude. La procédure de calcul de la rotation réelle  $\theta_r$  au noeud de contrôle est présentée de façon détaillée à la Section 3.5.1. Les résultats obtenus de l'étude théorique sont présentés à la Figure 4.31. Elle illustre l'erreur relative de la rotation en fonction du rapport  $I_b/I_c$  ( $I_{poutre}/I_{colonne}$ ) obtenue à partir de l'étude de flexibilité pour plusieurs rapport  $L/H$ , où  $L$  est la longueur de la poutre de transfert et  $H$  est la hauteur de la sous-structure. Des rapports  $L/H \in \{0,5; 1; 1,5; 2; 2,5; 3\}$  on été étudiés. Tel qu'expliqué à la Section 3.5.1, la seule inconnue du système est la rotation réelle  $\theta_r$  au noeud de contrôle situé au niveau de la jonction de la poutre et de la colonne



(voir Figure 3.12(c)). Les résultats montrent que le rapport  $I_b/I_c$  doit être très élevé pour réduire le pourcentage de l'erreur de contrôle  $(\theta_r - \theta_c)/\theta_c$  à un niveau acceptable (pourcentage d'erreur nul). Ceci est difficile à réaliser en pratique car la sous-structure testée est très rigide, et donc une stratégie de contrôle qui implique l'utilisation de la rotation au noeud de contrôle comme variable de contrôle pourrait être adoptée pour effectuer l'essai par sous-structuration. Cependant, cela conduira à une accumulation d'énergie élastique dans la poutre de transfert qui pourrait être problématique une fois restituée en cas d'une ruine de la sous-structure.

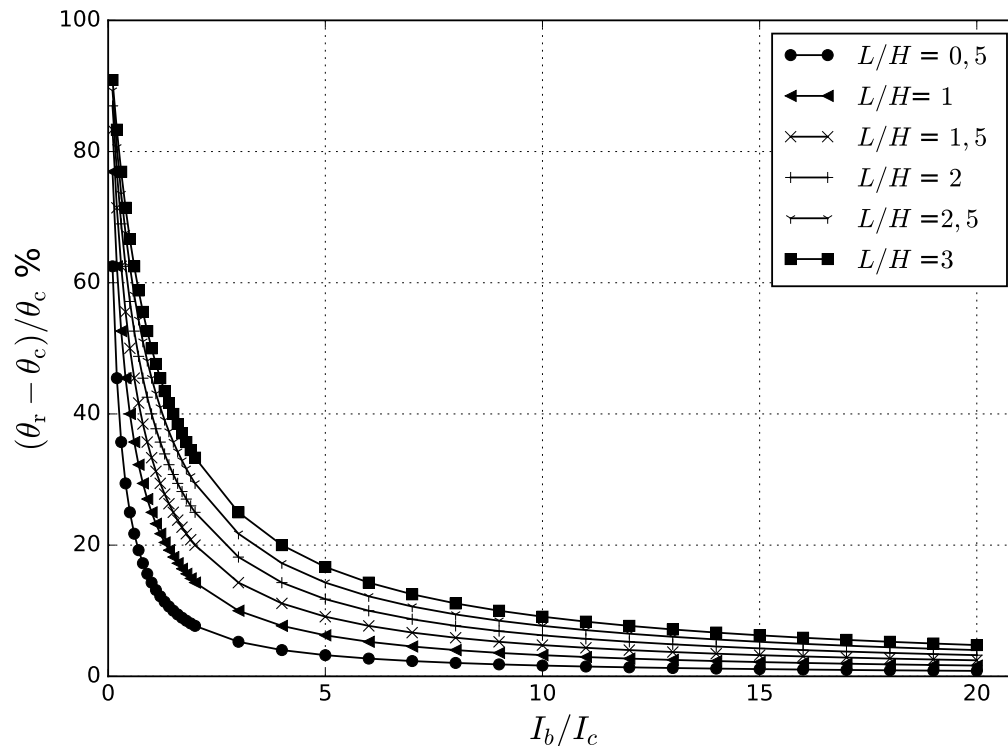


Figure 4.31 Pourcentage d'erreur en rotation en fonction du rapport d'inertie du système

Pour le cas des essais par sous-structuration de Loignon *et al.* [2016], une campagne d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration a été réalisée. La Figure 4.32 présente la plateforme conçue, par Loignon *et al.* [2016], pour tester la sous-structure physique de l'essai. La plateforme est composée principalement d'une poutre de transfert, des vérins hydrauliques (deux paires verticales et une paire horizontale) et des systèmes de contrôle de la plateforme. Cette plateforme permet d'imposer des déplacements à travers les vérins hydrauliques afin de satisfaire le vecteur cible de déplacement/rotation au point mobile (voir Figure 4.32). Trois capteurs de déplacements visant le point mobile (du type po-

tentiomètre) permettent de mesurer les déplacements transversal, vertical et la rotation de ce point. Ces capteurs sont reliés au contrôleur qui recalcule les longueurs de vérins nécessaires pour accommoder la cible en déplacement du point mobile. Quand la cible en déplacement est atteinte, la plateforme est suffisamment stable pour mesurer les efforts de restitution. Les efforts mesurés sont ensuite envoyés au solveur numérique qui est prêt à recalculer les déplacements au prochain pas de temps. Pour la plateforme d'essais, le rapport d'inertie entre la poutre de transfert et la sous-structure  $I_b/I_c \approx 1$  alors que le rapport de la longueur de la poutre de transfert sur la hauteur de la sous-structure  $L/H \approx 3$ . Ce qui donne un pourcentage d'erreur en rotation d'environ 53 % en se basant sur la Figure 4.31. Ce qui montre que la rotation de la poutre ne peut pas être contrôlée par ses extrémités, au niveau des vérins, mais plutôt avec un noeud de contrôle positionné au milieu de la poutre (nommé point mobile à la Figure 4.32).

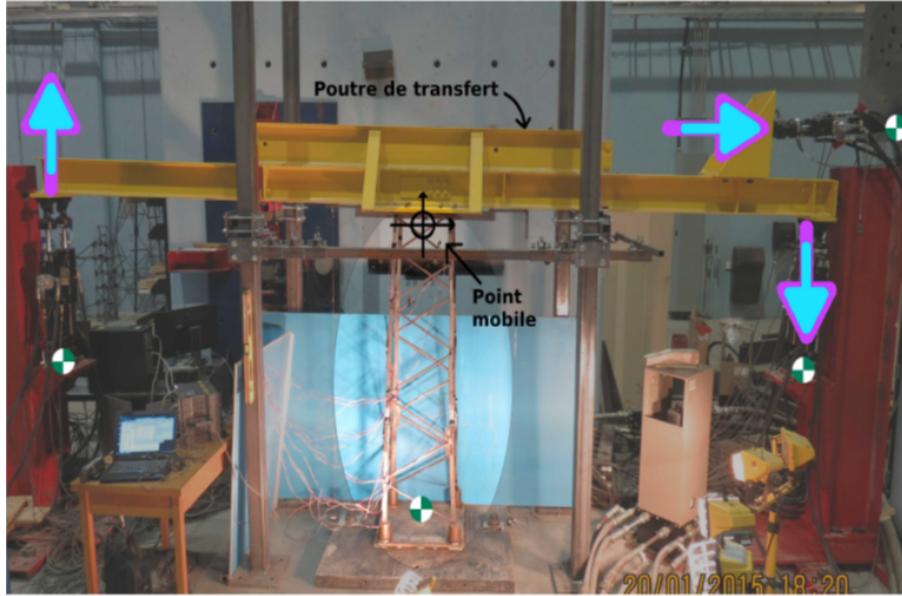


Figure 4.32 Plateforme d'essais par sous-structuration Loignon *et al.* [2016]

Pour le cas des futurs essais pseudo-dynamiques par sous-structuration, sur le pylône BSD, le rapport  $I_b/I_c$  peut être calculé en utilisant les caractéristiques géométriques des sections présentées à la Figure 4.33. La Figure 4.33(a) représente une vue en plan de la sous-structure critique. Le second moment d'inertie de la sous-structure est égale à  $4Ad^2$ , où  $d = 1300$  mm est la distance entre le centre de la section et l'extrémité de la cornière.  $A$  représente l'aire brute de la section. Pour le montage d'essais présenté à la Figure 3.14, le rapport  $I_b/I_c$  correspondant est de l'ordre de 0,6. Pour le rapport  $L/H$ , la longueur de la poutre de transfert est égale à 6,67 m et la hauteur de la sous-structure est de 6 m (hauteur de la sous-structure critique), ce qui donne un rapport  $L/H \approx 1,12$ . En se

basant sur les résultats à la Figure 4.31, le pourcentage d'erreur en rotation du montage d'essais à échelle réelle est de l'ordre de 44 %. Comme pour le montage d'essais à échelle

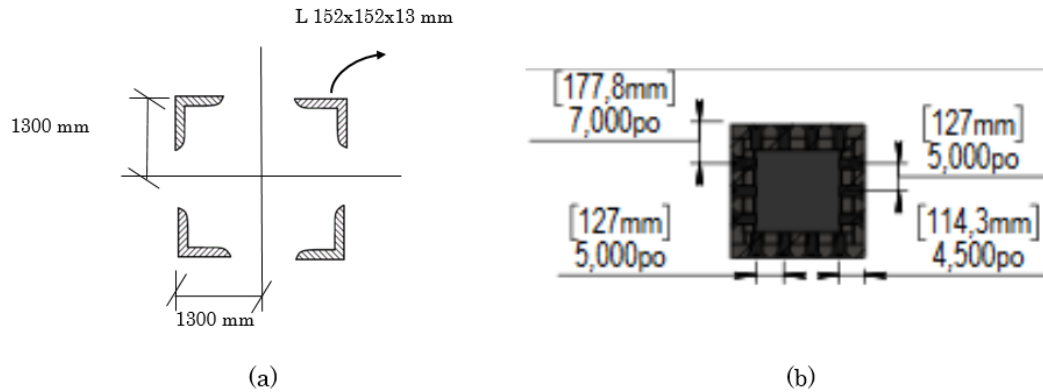


Figure 4.33 Sections : (a) : sous-structures critiques ; (b) : poutre de transfert

réduite, les résultats montrent encore une fois que la rotation de la poutre ne peut pas être contrôlée par ses extrémités, au niveau des vérins, mais plutôt avec un noeud de contrôle positionné au centre de la section de la Figure 4.33(a).

#### 4.4.2 Résultats - Étude numérique

Dans cette section, le montage à échelle réduite et le montage à échelle réelle sont modélisés par des éléments de type poutre afin d'étudier leurs flexibilités de façon numérique. Dans le cas du montage d'essai à échelle réduite, un modèle par éléments finis de type poutre est effectué afin de modéliser la poutre de transfert et la section du pylône. Étant donné que la section transversale de la sous-structure critique est fixe, l'intérêt de l'étude numérique de flexibilité du montage à échelle réduite est d'effectuer une étude paramétrique sur la section transversale de la poutre de transfert afin de connaître l'effet de la flexibilité de la poutre sur la réponse structurelle de l'analyse par sous-structuration. L'objectif de l'étude de flexibilité du montage d'essais à échelle réduite n'est pas de modéliser le montage d'essais de Loignon *et al.* [2016] mais plutôt d'effectuer une étude générale de flexibilité qui servira comme une étude de comparaison au montage d'essais à échelle réduite. Dans le cas de l'étude de flexibilité à échelle réelle, étant donné que le montage présenté à la Figure 3.14 n'a jamais été testé en laboratoire, l'intérêt de cette étude est d'avoir une idée au préalable de la flexibilité du montage et voir son effet sur le comportement global de la structure.

### Montage à échelle réduite

La modélisation numérique du montage à échelle réduite est simplifiée en modélisant uniquement la poutre de transfert et le spécimen. Les membrures sont modélisées avec des éléments de type poutre (voir Figure 4.34).

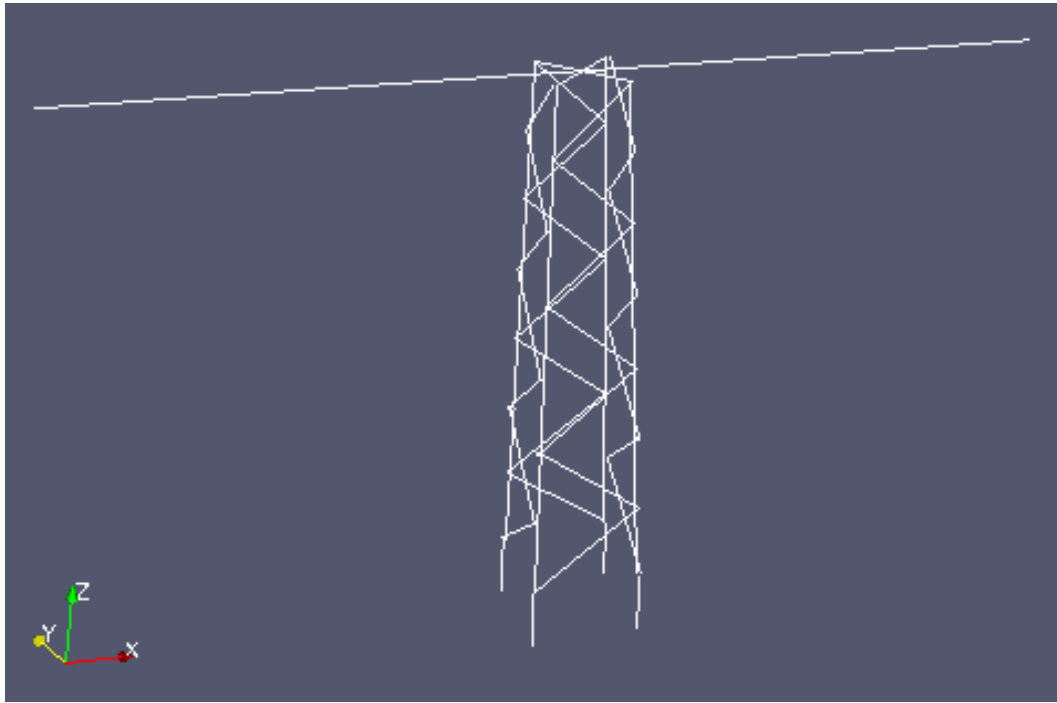


Figure 4.34 Sous-structure locale : modèle numérique simplifié du montage d'essais à échelle réduite

Tel que montré à la Figure 4.35(a), durant les essais de Loignon *et al.* [2016], la poutre de transfert et la partie supérieure de la sous-structure du pylône étaient soudées. Pour se rapprocher le plus possible des conditions aux limites du montage réel, une modélisation simplifiée du spécimen et de la poutre de transfert est effectuée à la Figure 4.35(b). La connexion entre la poutre de transfert et le spécimen est assurée par l'intermédiaire d'un noeud de contrôle, qui est commun à la fois au spécimen qu'à la poutre de transfert. Le noeud contrôle est connecté aux membrures jambes de la sous-structure par des liens rigides, permettant de transmettre les efforts à ces membrures. À la Figure 4.35(c), une vue de dessus de la connexion entre le spécimen et la poutre de transfert est montrée.

L'objectif de l'étude numérique de flexibilité consiste à faire une analyse par sous-structuration en introduisant la flexibilité de la poutre de transfert dans le modèle numérique et plus précisément au niveau de la sous-structure critique. La procédure de cette étude de flexibilité par sous-structuration est montrée à la Figure 4.36(b). L'analyse de cette étude est effectuée en utilisant la stratégie développée, identiquement à celle montrée à la

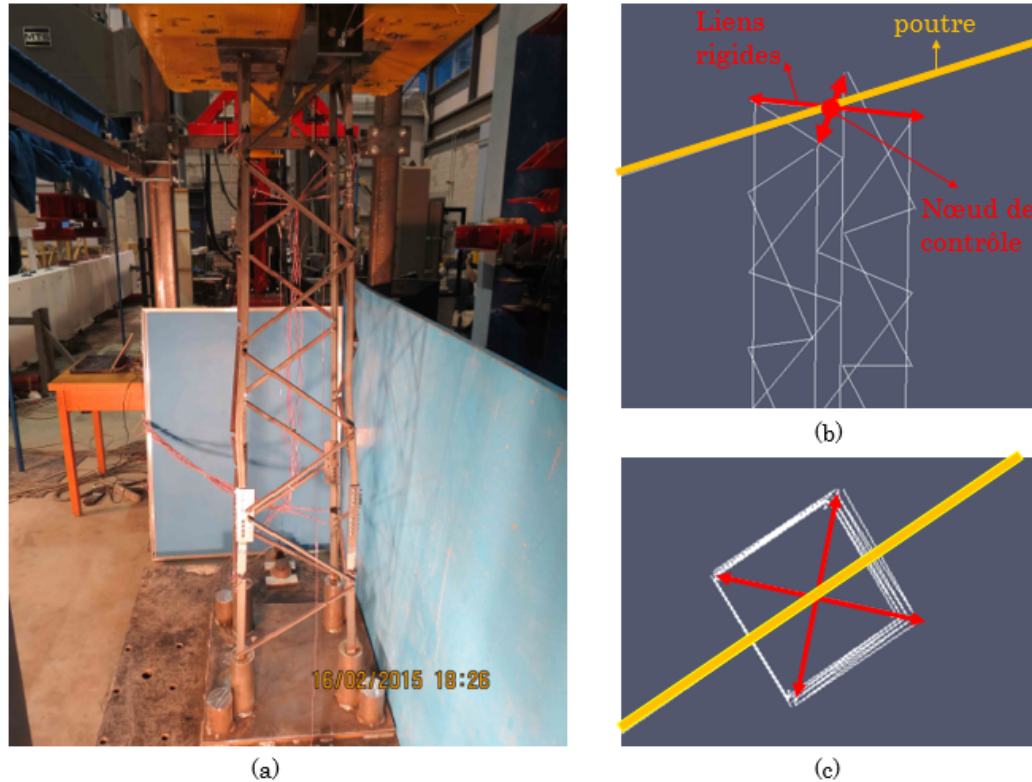


Figure 4.35 Montage à échelle réduite : (a) : connexion entre le spécimen et la poutre Loignon *et al.* [2016] ; (b) : modélisation numérique de la connexion ; (c) : vue de dessus du modèle

Figure 3.11. La seule différence est au niveau de l'introduction de la poutre de transfert à la sous-structure local du modèle numérique. Le cas de chargement est appliqué suivant la fonction de chargement montrée à la Figure 4.36(a). L'intensité de chargement est celle montrée au Tableau 4.4. La sous-structure choisie pour cette étude est celle correspondant au tronçon 23 (sous-structure critique) du pylône H2NT1Y. Un cycle de calcul de cette analyse consiste à :

1. appliquer les forces  $F_X$  et  $F_Z$  aux consoles ;
2. calculer le vecteur différentiel de déplacement/rotation (vecteur de commande) entre les noeuds d'interfaces NS et NI dans la sous-structure globale ;
3. envoyer le vecteur de commande à la sous-structure critique et exploser ce vecteur aux extrémités de la poutre de transfert ;
4. calculer le vecteur d'effort de restitution pour chacun des noeuds d'interfaces NS et NI ;
5. retourner à la sous-structure globale et appliquer sur chacun des noeuds NS et NI son vecteur d'effort de restitution associé ;

6. retourner à l'étape 1.

Pendant l'essai pas sous-structuration, les déplacements sont appliqués à l'aide des vérins hydrauliques pour satisfaire le vecteur de commande (ou le vecteur cible) au noeud de contrôle. De plus, un système de contrôle est mis en place afin de contrôler la station d'essai et permettre de faire converger la station vers le vecteur cible. Étant donné, que le but de cette analyse numérique est de montrer l'effet de la flexibilité sur le comportement global de l'analyse, aucune correction des déplacements imposés n'est effectuée.

Le vecteur de commande  $\mathbf{u}_c$ , à satisfaire au noeud de contrôle NS, représente le différentiel de déplacement/rotation entre les noeuds NS et NI :

$$\mathbf{u}_c = \begin{pmatrix} \Delta X = DX_{NS} - DX_{NI} \\ \Delta Z = DZ_{NS} - DZ_{NI} \\ \Delta RY = DRY_{NS} - DRY_{NI} \end{pmatrix} \quad (4.1)$$

L'étape 3 du cycle de calcul consiste à décomposer le vecteur de commande afin d'appliquer les déplacements aux extrémités de la poutre de transfert. Au niveau de la sous-structure critique, la poutre de transfert est rigide axialement ce qui permet de considérer que le déplacement  $\Delta X = \Delta_3$ . La rotation  $\Delta RY$  est décomposée en appliquant les déplacements  $\Delta_1$  et  $\Delta_2$  dans le sens opposé, soit  $\Delta_1 = \Delta_2 = L \sin(\Delta RY)/2$  (voir Figure 4.36(b)).  $L$  étant la longueur de la poutre de transfert. Il est important de noter que lors des essais de [Loignon *et al.*, 2016], la poutre de transfert de l'essai permettait de contrôler uniquement le déplacement  $\Delta X$  et la rotation  $\Delta RY$ . En ce qui concerne le déplacement  $\Delta Z$ , il n'était pas contrôlé par la poutre de transfert. Toutefois, la charge verticale de l'essai, estimée au poids propre de la poutre de transfert, était supportée par les vérins hydrauliques qui permettaient de prendre en compte la charge verticale de l'essai hybride. Afin de simplifier le contrôle de la charge verticale lors de l'analyse par sous-structuration et pour être conforme avec l'essai hybride, le déplacement  $\Delta Z$  sera appliqué directement au noeud de contrôle NS et donc ne sera pas contrôlé par la poutre de transfert.

Dans cette section, en plus d'étudier la flexibilité du montage d'essais utilisé par [Loignon *et al.*, 2016], une étude paramétrique est effectuée afin d'étudier, de façon générale, l'influence de la flexibilité de la poutre de transfert sur le comportement global de la structure. Étant donné que l'inertie de la sous-structure est fixe, l'étude paramétrique consistera à faire varier le moment d'inertie de la section de la poutre de transfert  $I_b$ .

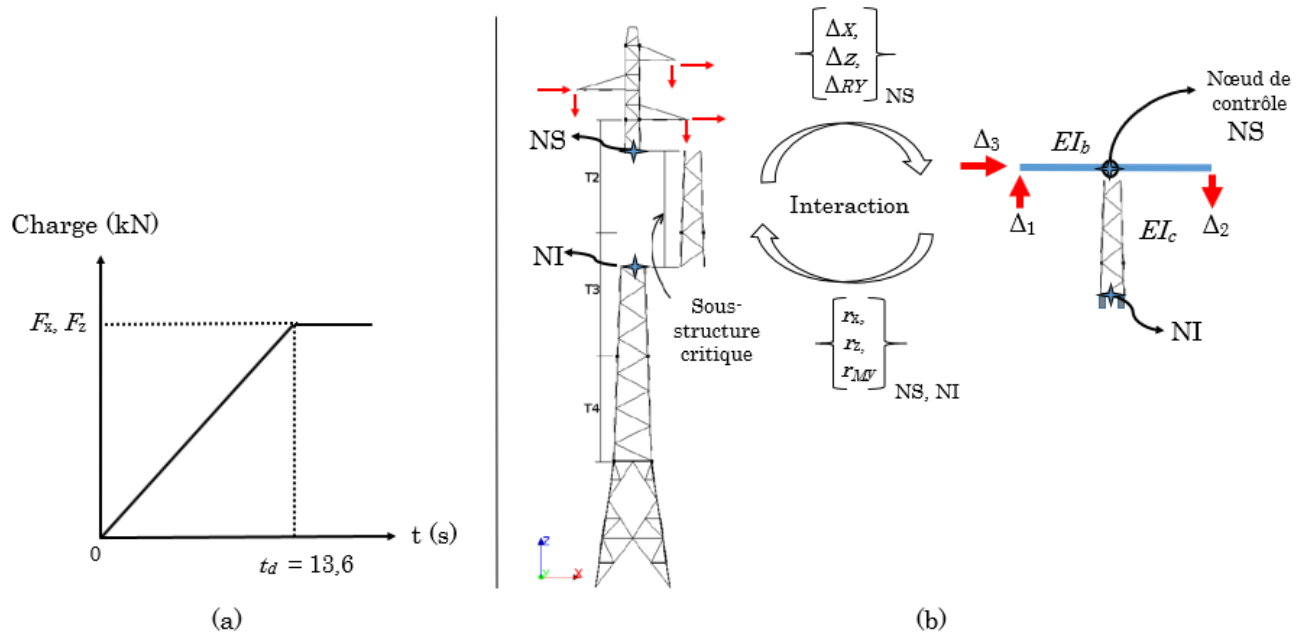


Figure 4.36 Analyse numérique de flexibilité : (a) : fonction de chargement Loignon *et al.* [2016] ; (b) : procédure de l'étude de flexibilité

La Figure 4.37 montre la variation du moment de flexion normalisé au noeud NS en fonction de la rotation de ce noeud, situé au centre de la partie supérieure de la section du tronçon 23, dans le plan X-Y de la sous-structure globale. Les résultats montrent que la rotation dans la poutre de transfert est moindre quand le rapport  $I_b/I_c$  est grand. Tel qu'attendu, plus  $I_b/I_c$  est grand, plus les résultats concordent avec ceux de l'analyse par sous-structuration sans la considération de flexibilité de la poutre de transfert. Pour conclure, l'introduction de la flexibilité dans l'analyse par sous-structuration diminue la rigidité de la réponse globale et influence le comportement global de la structure. En effet, quand la plateforme d'essai est flexible, le vecteur de commande en déplacement ne peut pas être atteint. Ce qui se traduit par une accumulation d'erreurs dans les efforts de restitution permettant d'influencer la réponse globale de l'essai et le comportement réel de la structure. En ce qui concerne le montage d'essais pseudo-dynamiques de Loignon *et al.* [2016], l'estimation du rapport  $I_b/I_c \approx 1,0$ , ce qui présente une certaine flexibilité en se basant sur les résultats de la Figure 4.37. Par contre, pendant les essais de Loignon *et al.* [2016], des potentiomètres ont été mis en place pour corriger la rotation au noeud de contrôle en raison de la flexibilité du montage.

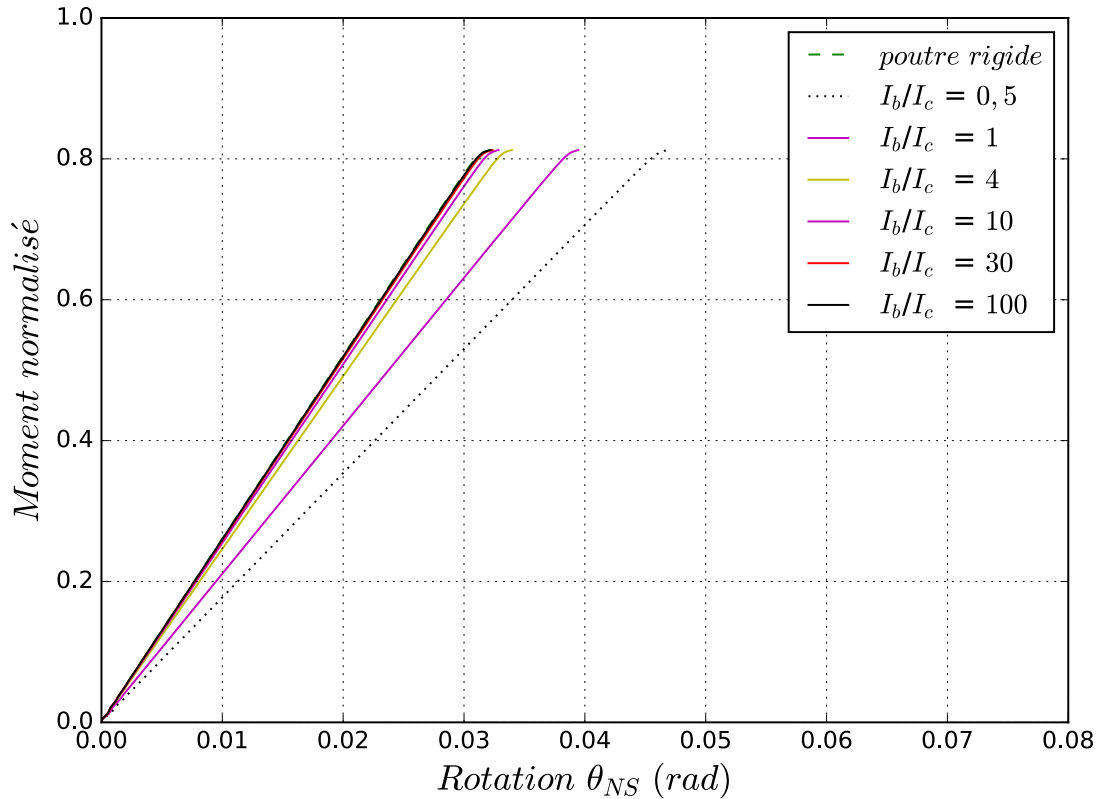


Figure 4.37 Montage à échelle réduite : Moment en fonction de la rotation du noeud NS

### Montage à échelle réelle

Le montage à échelle réelle est modélisé avec des éléments poutre tel que présenté à la Figure 4.38(b). La sous-structure choisie pour cette analyse est celle identifiée à la Section 4.2.1, soit celle mesurant 6 m de hauteur depuis la base. Il est important de noter que la procédure présentée à la Figure 4.36(b) est utilisée de la même manière pour le montage à échelle réelle. Cependant, le vecteur de commande calculé au noeud de contrôle NS correspond au déplacement exacte calculé à ce noeud et non pas le différentiel entre les noeuds NS et NI. En effet, puisque la sous-structure étudiée est située à la base du pylône, le noeud NI est encastré et donc les degrés de liberté sont empêchés. Comme pour le montage à échelle réduite, la poutre de transfert et la sous-structure critique sont reliés par des liens rigides au noeud de contrôle.



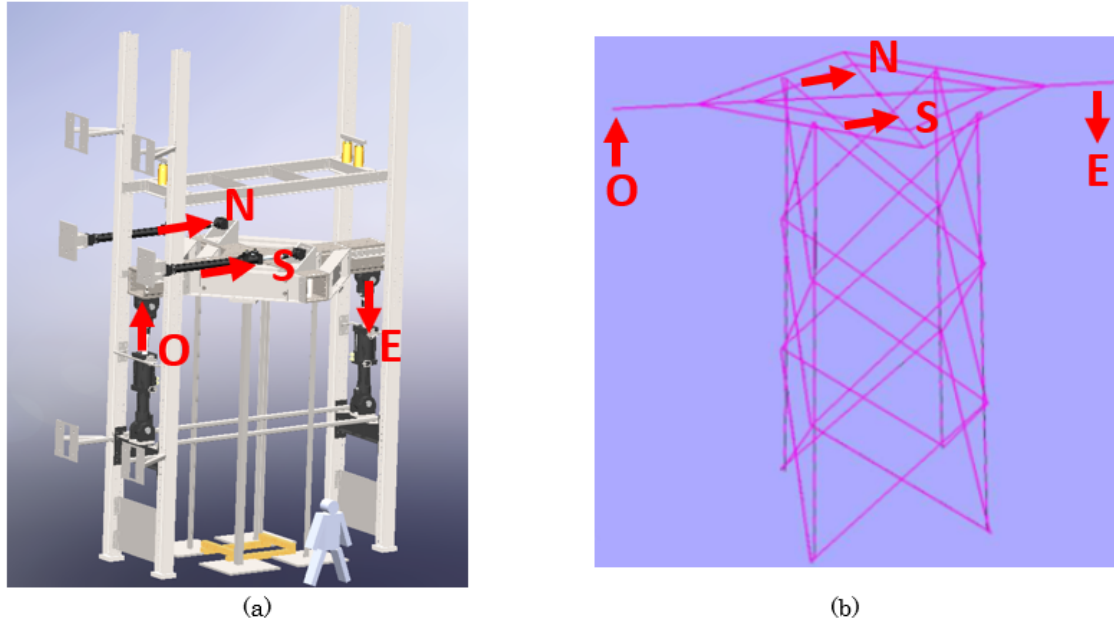


Figure 4.38 (a) Montage d'essais ; (b) Modèle numérique simplifié

Étant donné que les rapports  $I_b/I_c$  et  $L/H$  sont fixes, l'objectif de cette étude est d'avoir une idée de la flexibilité de la plateforme d'essais. Pour ce faire, une analyse par sous-structuration jusqu'à l'instant critique de flambement est effectuée en tenant compte la flexibilité du montage. Les résultats obtenus de cette analyse sont comparés à ceux de l'analyse par sous-structuration sans représentation du montage expérimental (résultat de la courbe en vert à la Figure 4.10). La Figure 4.39 montre la variation du facteur de chargement latéral résultant, au noeud de contrôle NS (noeud supérieur de la sous-structure critique à la hauteur de 6 m du pylône BSD), en fonction du déplacement latéral. L'analyse avec l'introduction de la flexibilité du montage influence la réponse de la structure et démontre qu'il y a une certaine flexibilité présente dans le montage d'essais. En raison de la réponse structurelle modifiée par la flexibilité du montage, le contrôle de la station d'essais ne peut donc pas être fait en contrôlant les vérins aux extrémités de la poutre, plutôt à un endroit plus proche du centre de gravité de la section de pylône.

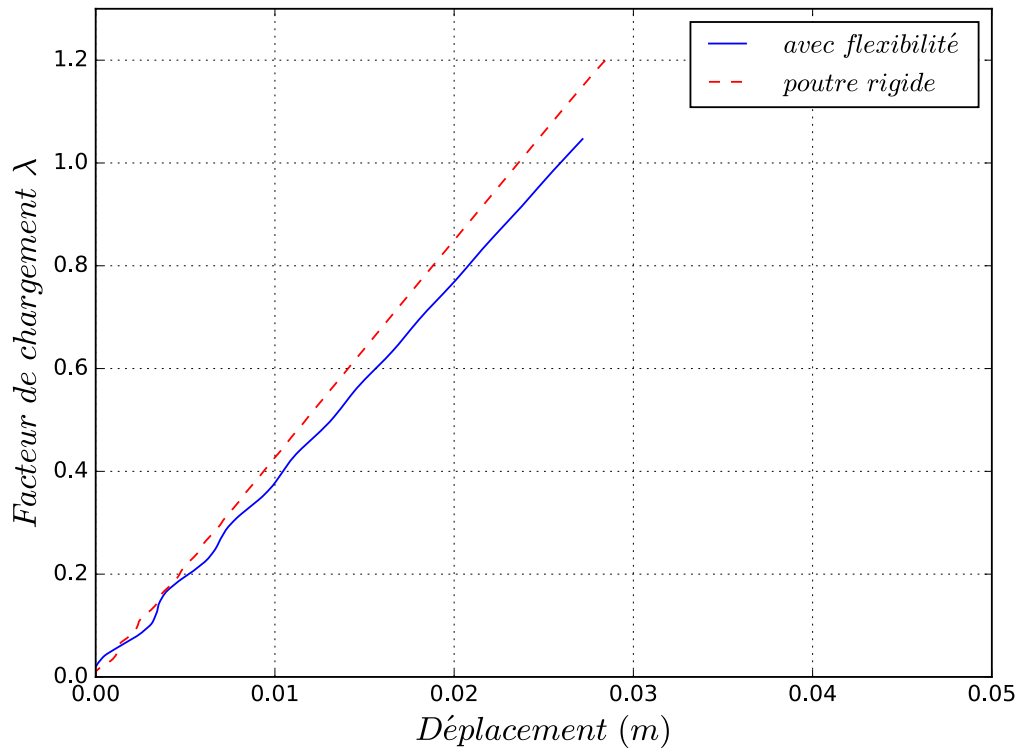


Figure 4.39 Montage à échelle réelle : Force latérale en fonction du déplacement du noeud NS

La Figure 4.40 montre la variation de l'effort axial résultant dans une des quatre membrures jambes en fonction du temps d'analyse, celle où le flambement est survenue en premier. Cette figure montre que l'effort axial augmente en fonction du temps pour atteindre une résistance d'environ 950 kN pour le cas sans aucune introduction de flexibilité du montage. Au début de la courbe certaines oscillations sont présentes en raison du taux de chargement élevé et du faible taux d'amortissement (1%) dans le modèle. La courbe finit par se stabiliser par la suite. En ce qui concerne l'analyse en introduisant la flexibilité du montage, la courbe est similaire au début à celle de l'analyse par sous-structuration sans représentation du montage expérimental (résultat de la courbe en vert à la Figure 4.10). La force axiale augmente en fonction du temps pour atteindre une résistance d'environ 780 kN. De plus une perte de rigidité est présente dans le modèle. Ceci est dû à la flexibilité du montage qui influence le comportement global de la structure.

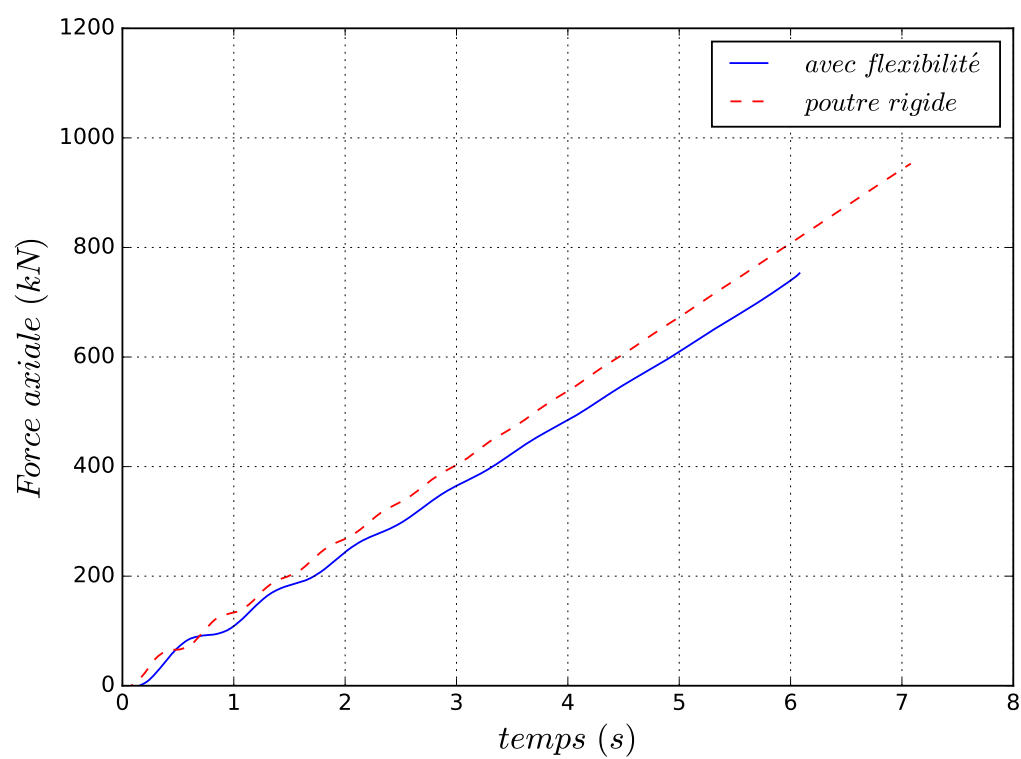


Figure 4.40 Montage à échelle réelle : Force axiale d'une membrure jambe en fonction du temps d'analyse



# CHAPITRE 5

## CONCLUSIONS

La réalisation d'essais pseudo-dynamiques par sous-structuration pour l'analyse du comportement structural des pylônes à treillis est un sujet qui touche plusieurs domaines. De nombreux aspects sont à étudier avant la mise en place de la méthode d'essais pseudo-dynamique par sous-structuration. Parmi ces aspects se retrouve l'identification de la sous-structure physique, le choix des paramètres d'analyse dynamique, l'effet de la flexibilité du montage et la gestion des interfaces des sous-structures. D'où l'intérêt de développer la stratégie numérique de sous-structuration présentée dans ce projet, qui a simulé l'essai et a permis d'avoir une idée au préalable des défis présents en laboratoire.

Dans ce mémoire, plusieurs analyses ont été effectuées sur des structures/sous-structures de pylônes à treillis dans le but de vérifier la pertinence d'essais pseudo-dynamiques et de faciliter leurs mises en oeuvre. Les structures ont été modélisées sur *Code\_Aster* et comparées à des résultats expérimentaux et numériques de références. Les principales conclusions des analyses sont les suivantes :

1. Les éléments finis de type *POU\_D\_TGM* ont permis de prédire correctement le comportement des cornières. Ceci en prenant en compte les non-linéarités géométriques et matérielles. L'analyse de convergence avec ce type d'éléments a montré une bonne reproduction du comportement à partir de 15 éléments suivant la longueur de la membrure et 4 fibres sur l'épaisseur de l'aile.
2. **Chargement quasi-statique :**
  - (a) Une stratégie de sous-structuration a été développée et validée par rapport à la méthode d'analyse statique non-linéaire incrémentale pour un modèle préliminaire et pour deux pylônes à treillis (pylône H2NT1Y et BSD). En se basant sur les résultats numériques préliminaires des analyses statiques non-linéaire incrémentales et ceux par sous-structuration du pylône BSD, un essai sur uniquement la section critique du pylône BSD pourrait être suffisant en raison de la faible interaction entre les sous-structures composant ce pylône.
  - (b) Les taux de chargement élevés ont un effet significatif sur le comportement dynamique de la structure émulée. Dans le cas d'un chargement quasi-statique, une bonne stratégie consiste à avoir un temps de chargement  $t_d$  élevé.

- (c) L'inclusion d'un faible taux d'amortissement visqueux dans le modèle numérique atténue les effets dynamiques dans la structure émulée. Comme la sous-structure globale de l'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration est résolue en solutionnant l'équation d'équilibre dynamique, ce taux d'amortissement doit être ajouté pour éviter les oscillations non souhaitées dans le contexte de cas de chargement quasi-statique.
- (d) L'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration du pylône BSD, soumis à un chargement quasi-statique, a donné des résultats concordant avec ceux de la méthode d'analyse sans sous-structuration, soit l'analyse incrémentale statique non-linéaire (modèles de référence). De plus, l'analyse par sous-structuration développée dans ce projet, a permis de retrouver le mode de ruine du pylône.

### 3. Chargement dynamique :

- (a) L'analyse pseudo-dynamique par sous-structuration du pylône BSD, soumis à un chargement dynamique, a permis de représenter adéquatement la réponse de la structure et son mode de ruine, mais montre un certain écart au niveau des forces atteintes étant donné les simplifications faites au niveau de l'interaction dynamique entre les sous-structures. Une des simplifications est notamment que les effets de masse ne sont pas inclus dans la sous-structure "physique". Il est important de s'assurer que la participation dynamique de la masse de la sous-structure "physique" est négligeable par rapport au comportement global du pylône.
  - (b) En se basant sur les résultats numériques préliminaires des analyses dynamique non-linéaire et pseudo-dynamique par sous-structuration du pylône BSD, un essai sur uniquement la section critique du pylône BSD n'est pas suffisant en raison de la forte interaction entre les sous-structures composant ce pylône. Ainsi, l'utilisation de la méthode pseudo-dynamique par sous-structuration est justifiée dans le contexte d'un chargement dynamique.
4. Les études de flexibilité (analytique et numérique) des montages d'essais montrent que le contrôle des déplacements et de la rotation à partir des extrémités de la poutre de transfert peut être très difficile en raison de la flexibilité de celle-ci. La position du noeud de contrôle est donc fixée à la partie supérieure du spécimen, soit à un endroit proche du centre de gravité de la section transversale des quatre membrures jambes.

Tel qu'énoncé dans ce mémoire, l'objectif principal de ce projet était de développer un outil de calcul numérique par sous-structuration afin de garantir la pertinence et simplifier les tâches préparatoires requises avant la mise en oeuvre d'un essai pseudo-dynamique par

---

---

sous-structuration d'un pylône à treillis. Le développement de cet outil de calcul a permis d'avoir une meilleure idée du comportement structural à la ruine du pylône BSD, d'étudier l'effet des paramètres dynamiques sur le comportement de la structure ainsi que d'étudier la flexibilité du montage d'essais à échelle réelle et son influence sur la réponse globale de la structure. De plus, cet outil a permis de fixer l'étendue de la sous-structure critique du futur essai pseudo-dynamique, soit la sous-structure ayant un comportement complexe, destinée à être testée en laboratoire.

Plusieurs améliorations pourraient être apportées à l'outil de calcul numérique par sous-structuration. Tel qu'expliqué précédemment, en ce qui concerne la sous-structure globale de l'outil, il serait bénéfique, non seulement de modéliser le comportement non-linéaire de la sous-structure critique, mais aussi celle de la sous-structure globale. En effet, la prise en compte du comportement non-linéaire matériel et géométrique (effets  $P-\Delta$ ) dans la sous-structure globale de l'outil permettra de faire ressortir encore plus fidèlement le comportement global de la structure. La pente de rigidité obtenue de l'analyse pushover de la structure complète est plus faible que celle de l'analyse numérique par sous-structuration, ce qui peut être expliqué par la non prise en compte de l'effet  $P-\Delta$ .

En ce qui concerne l'étude de la flexibilité du montage, il serait bénéfique de compléter l'étude numérique actuelle, ceci en réalisant une étude beaucoup plus détaillée permettant d'intégrer la procédure de contrôle, conçu par les travaux de Loignon *et al.* [2016]. Cette étude de flexibilité détaillée, qui sera intégré dans l'outil numérique actuel, permettra de quantifier la propagation des erreurs de contrôle et de les éliminer avant la réalisation de l'essai pseudo-dynamique. Ceci permettra d'améliorer les routines de vérifications de l'état de la structure lors de l'essai hybride et d'augmenter la qualité du contrôle pour faire ressortir plus fidèlement le comportement de la section testée.

Pour finir, il est temps de mettre à l'épreuve l'outil de calcul par sous-structuration sur une structure de pylône à échelle réelle soumise à des cas de chargements dynamiques réels (charges de séisme, de bris de câbles, de vents turbulents, etc.). Bien que cette étude a été effectuée dans ce mémoire, l'intensité des charges était fictive et le but de cette étude était de vérifier la fonctionnalité de l'outil ainsi que la validité des résultats obtenus par rapport à de méthodes d'analyses dynamiques d'une structure complète.

---





# ANNEXE A

## Schéma d'intégration de Rosenbrock-W

---

*Initialization of the variables and preliminary calculations,  $k=0$ :  $t=k\Delta t=0$*

1. Estimate the initial damping matrix  $\mathbf{C}_0$  and stiffness matrix  $\mathbf{K}_0$
2. Choice of the integration method: PsD testing:  $\gamma = \frac{1}{4}$ ,  $\gamma = 1 - \frac{\sqrt{2}}{2}$ ,  $\gamma = \frac{1}{2}$   
RTDS testing:  $\gamma = \frac{1}{2}$
3. Calculate integration constants:  
$$\beta_0 = 2\gamma - \frac{1}{2} \quad \beta_1 = \frac{1}{2} - \gamma$$
4. From the initial conditions, calculate the initial restoring force vector  $\mathbf{r}_0$   
$$\mathbf{r}_0 = \mathbf{C}_0 \dot{\mathbf{u}}_0 + \mathbf{K}_0 \mathbf{u}_0$$
5. Effective mass matrix  
$$\mathbf{M}_0 = \mathbf{M} + \gamma \Delta t \mathbf{C}_0 + \gamma^2 \Delta t^2 \mathbf{K}_0$$
6. Triangularise  $\mathbf{M}_0$ :  $\mathbf{M}_0 = \mathbf{LDL}^T$

*First stage of the method, for every time steps  $t = k\Delta t$ ,  $k=0, 1, 2, \dots$*

7. Solve the linear system for vector  $\tilde{\mathbf{e}}$  and calculate vector  $\tilde{\mathbf{d}}$   
$$\mathbf{LDL}^T \tilde{\mathbf{e}} = \Delta t [\mathbf{p}_k - \mathbf{r}_k + \gamma \Delta t (\dot{\mathbf{p}}_k - \mathbf{K}_0 \dot{\mathbf{u}}_k)]$$
  
$$\tilde{\mathbf{d}} = \Delta t (\dot{\mathbf{u}}_k + \gamma \tilde{\mathbf{e}})$$
  
For convenience,  $\dot{\mathbf{p}}_k$  can be set to zero without lowering the order of accuracy of the method
8. Calculate updated intermediate displacement and velocity vectors  
$$\mathbf{u}_{k+1/2} = \mathbf{u}_k + \frac{1}{2} \tilde{\mathbf{d}} \quad \dot{\mathbf{u}}_{k+1/2} = \dot{\mathbf{u}}_k + \frac{1}{2} \tilde{\mathbf{e}}$$
9. Impose displacements and velocities at  $t = (k + \frac{1}{2})\Delta t$  and update restoring force vector  $\mathbf{r}_{k+1/2}$   
$$\mathbf{r}_{k+1/2} = \mathbf{r}_{n,k+1/2} + \mathbf{r}_{e,k+1/2}$$
  
where  $\mathbf{r}_{e,k+1/2}$  is measured experimentally

*Second stage of the method*

10. Solve the linear system for vector  $\mathbf{e}$  and calculate vector  $\mathbf{d}$   
$$\mathbf{LDL}^T \mathbf{e} = \Delta t [\mathbf{p}_{k+1/2} - \mathbf{r}_{k+1/2} + (\gamma \beta_0 \Delta t \mathbf{K}_0 + \gamma \mathbf{C}_0) \tilde{\mathbf{e}}]$$
  
$$\mathbf{d} = \Delta t [\dot{\mathbf{u}}_k + \beta_1 \tilde{\mathbf{e}} + \gamma \mathbf{e}]$$
  11. Calculate updated final displacement and velocity vectors  
$$\mathbf{u}_{k+1} = \mathbf{u}_k + \mathbf{d} \quad \dot{\mathbf{u}}_{k+1} = \dot{\mathbf{u}}_k + \mathbf{e}$$
  12. Impose displacements and velocities at  $t = (k+1)\Delta t$  and update restoring force vector  $\mathbf{r}_{k+1}$   
$$\mathbf{r}_{k+1} = \mathbf{r}_{n,k+1} + \mathbf{r}_{e,k+1}$$
  
where  $\mathbf{r}_{e,k+1}$  is measured experimentally
  13. Increment  $k$ , return to step 7.
- 

Figure A.1 [adapté de Lamarche *et al.* [2009]]



# LISTE DES RÉFÉRENCES

- Ahmed, K., Rajapakse, R. et Gadala, M. (2009). Influence of bolted-joint slippage on the response of transmission towers subjected to frost-heave. *Advances in Structural Engineering*, volume 12, numéro 1, p. 1–17.
- Béga, T. (2017). *Étude des méthodes de sous-structuration pour application aux essais hybrides sur pylônes à treillis*. Mémoire de maîtrise. Polytech Clermont-Ferrand, 102 p.
- Bouchard, P.-L. (2013). *Calcul de la capacité de pylônes à treillis avec une approche stabilité*. Mémoire de maîtrise. Université de Sherbrooke.
- Buchet, P. et Pegon, P. (1994). *PSD testing with substructuring : Implementation and use*. JRC.
- Crisfield, M. A. (1981). A fast incremental/iterative solution procedure that handles "snap-through", p. 55–62.
- CSA (2014). Limit states design of steel structures (s16–14). *Canadian Standards Association*.
- Da Silva, J., Vellasco, P. d. S., De Andrade, S. et De Oliveira, M. (2005). Structural assessment of current steel design models for transmission and telecommunication towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 61, numéro 8, p. 1108–1134.
- Dermitzakis, S. N. et Mahin, S. A. (1985). *Development of substructuring techniques for on-line computer controlled seismic performance testing*. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- Desprez, C., Kotronis, P., Mazars, J., PAULTRE, P. et ROY, N. (2011). Structures en béton armé renforcée par tfc : Simulation numérique avec éléments finis de type poutres multifibres.
- EDF (2017). <http://www.code-aster.org/> page consultée le 2017-07-15.
- Eurocode (2004). Eurocode 3 : Design of steel structures. *European Standard prEN 1993-1-5 : 2004. Part 1.5 : Plated structural elements*.
- Gosselet, P. (2003). *Méthodes de décomposition de domaine et méthodes d'accélération pour les problèmes multichamps en mécanique non-linéaire*. Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI.
- Gravel, G. (2018). *Modélisation numérique avancée du comportement mécanique de pylônes à treillis*. Mémoire de maîtrise. Université de Sherbrooke.
- Hakuno, M., Shidawara, M. et Hara, T. (1969). Dynamic destructive test of a cantilever beam, controlled by an analog-computer. Dans *Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers*, Japan Society of Civil Engineers. volume 1969. p. 1–9.

- Haro, L., Magnusson, B. et Ponni, K. (1956). Investigations on forces acting on a support after conductor breakage. Dans *International Conference on Large Electric Systems (CIGRE)*.
- Jiang, W., Wang, Z., McClure, G., Wang, G. et Geng, J. (2011). Accurate modeling of joint effects in lattice transmission towers. *Engineering Structures*, volume 33, numéro 5, p. 1817–1827.
- Kitipornchai, S., Al-Bermani, F. et Peyrot, A. (1994). Effect of bolt slippage on ultimate behavior of lattice structures. *Journal of structural engineering*, volume 120, numéro 8, p. 2281–2287.
- Lamarche, C., Bonelli, A., Bursi, O. et Tremblay, R. (2009). A rosenbrock-w method for real-time dynamic substructuring and pseudo-dynamic testing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, volume 38, numéro 9, p. 1071.
- Lebon, G. (2011). *Analyse de l'endommagement des structures de génie civil : techniques de sous-structuration hybride couplées à un modèle d'endommagement anisotrope*. Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- Lee, P.-S. et McClure, G. (2007). Elastoplastic large deformation analysis of a lattice steel tower structure and comparison with full-scale tests. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 63, numéro 5, p. 709–717.
- Loignon, A., Langlois, S., Lamarche, C.-P. et Légeron, F. (2016). Testing steel lattice towers with a hybrid (numerical/ experimental) method. *CIGRÉ. Session (2016 : Paris, France)*, p. 9.
- Mahin, S. A., Shing, P.-S. B., Thewalt, C. R. et Hanson, R. D. (1989). Pseudodynamic test method-current status and future directions. *Journal of Structural Engineering*, volume 115, numéro 8, p. 2113–2128.
- McClure, G. et Tinawi, R. (1989). Comportement dynamique des lignes aériennes de transport d'électricité dû aux bris de câbles. i. modélisation mathématique. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 16, numéro 3, p. 335–353.
- McCrum, D. et Williams, M. (2016). An overview of seismic hybrid testing of engineering structures. *Engineering Structures*, volume 118, p. 240–261.
- Nakashima, M., Kato, H. et Takaoka, E. (1992). Development of real-time pseudo dynamic testing. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, volume 21, numéro 1, p. 79–92.
- Obata, M. et Goto, Y. (2002). Multi-directional pseudo dynamic experiment of steel bridge piers. Dans *Advances in Steel Structures. Proceedings of the Third International Conference on Advances in Steel Structures*.
- Oliveira, M. I. R. d., Silva, J. G. S. d., Vellasco, P. C. G. d. S., Andrade, S. A. L. d. et de Lima, L. R. (2007). Structural analysis of guyed steel telecommunication towers for radio antennas. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, volume 29, numéro 2, p. 185–195.
-

- Paultre, P. (2005). *Dynamique des structures : application aux ouvrages de génie civil*. Hermes science publ.
- Pegon, P. et Pinto, A. (2000). Pseudo-dynamic testing with substructuring at the elsa laboratory. *Earthquake engineering & structural dynamics*, volume 29, numéro 7, p. 905–925.
- Rao, N. P. et Kalyanaraman, V. (2001). Non-linear behaviour of lattice panel of angle towers. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 57, numéro 12, p. 1337–1357.
- Rao, N. P., Knight, G. S., Lakshmanan, N. et Iyer, N. R. (2010). Investigation of transmission line tower failures. *Engineering Failure Analysis*, volume 17, numéro 5, p. 1127–1141.
- Rao, N. P., Knight, G. S., Mohan, S. et Lakshmanan, N. (2012). Studies on failure of transmission line towers in testing. *Engineering structures*, volume 35, p. 55–70.
- Sad Saoud, K., Langlois, S., Loignon, A. et Lamarche, C.-P. (2018). Failure analysis of transmission line steel lattice towers subjected to extreme loading. *CSCE Annual Conference*.
- Shing, P. B., Nakashima, M. et Bursi, O. S. (1996). Application of pseudodynamic test method to structural research. *Earthquake Spectra*, volume 12, numéro 1, p. 29–56.
- Taillon, J.-Y., Légeron, F. et Prud’homme, S. (2012). Variation of damping and stiffness of lattice towers with load level. *Journal of Constructional Steel Research*, volume 71, p. 111–118.
- Takanashi, K. et Nakashima, M. (1987). Japanese activities on on-line testing. *Journal of Engineering Mechanics*, volume 113, numéro 7, p. 1014–1032.
- Takanashi, K., Udagawa, K., Seki, M., Okada, T. et Tanaka, H. (1975). Nonlinear earthquake response analysis of structures by a computer-actuator on-line system. *Bulletin of Earthquake Resistant Structure Research Center*, volume 8, p. 1–17.
- Tapia-Hernández, E., Ibarra-González, S. et De-León-Escobedo, D. (2017). Collapse mechanisms of power towers under wind loading. *Structure and Infrastructure Engineering*, volume 13, numéro 6, p. 766–782.
- Tian, L., Gai, X. et Qu, B. (2017). Shake table tests of steel towers supporting extremely long-span electricity transmission lines under spatially correlated ground motions. *Engineering Structures*, volume 132, p. 791–807.
- Vannan, M. T. (1991). *The pseudodynamic test method with substructuring applications*. Thèse de doctorat, University of Colorado.
- Ziemian, R. D. (2010). *Guide to stability design criteria for metal structures*. John Wiley & Sons.
-

